

Dr. inż. St. KUNICKI.  
Profesor Politechniki Warszawskiej.

**Most wiszący**  
**na rz. Delaware w Filadelfji**  
**w porównaniu z innemi mostami o dużych rozpiętościach.**

Odbitka z „Przeglądu Technicznego“.

WARSZAWA  
1928

Dr. inż. St. KUNICKI.  
Profesor Politechniki Warszawskiej.

# Most wiszący na rz. Delaware w Filadelfji

w porównaniu z innemi mostami o dużych rozpiętościach.

*Odbitka z „Przeglądu Technicznego“*

624.5

W A R S Z A W A

1928

Według oficjalnego Sprawozdania Komisji budowy mostu Filadelfijskiego i artyku-  
łów d-ra inż. R. Bernharda (Z. d. V. D. Ing. 1927), inż. P. Caufourier'a (Génie Civil  
1927), Prof. F. Kucharzewskiego (Przeł. Techn. r. 1924) i inż. Leinekugel'a le Cocq'a  
(Mémoires de la Société des Ing. Civils de France i Génie Civil 1927).

BIBLIOTEKA  
WYDZ.  
ARCHITEKTURY

62.69

WARSZAWA

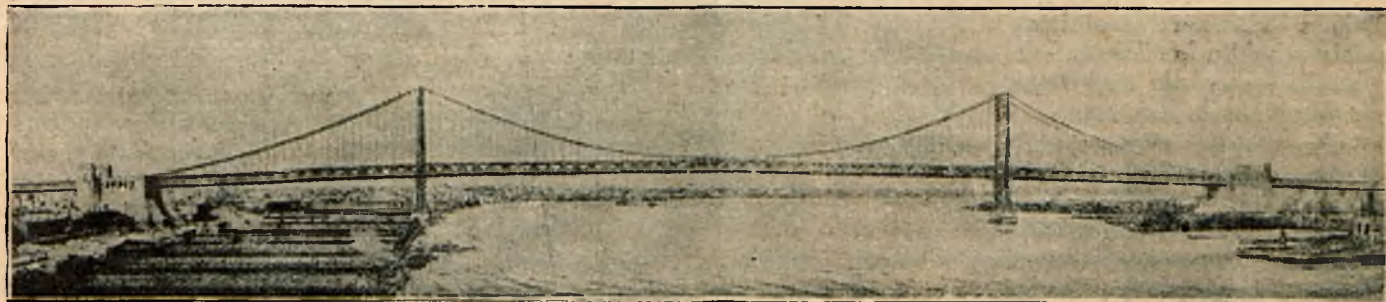
1921

ZAKUPIONE ZE ZBIORÓW  
Ś. p. prof. M. LALEWICZA

4-go lipca 1926 roku, w dniu 150-letniej rocznicy ogłoszenia niepodległości Stanów Zjednoczonych Ameryki Północnej, został otwarty dla ruchu największy na świecie (pod względem rozpiętości przęsła) most wiszący na linach z drutu stalowego, zbudowany na rzece Delaware. Most ten łączy miasto Filadelfję (należące do stanu Pennsyl-

gość mostu z przyczółkami, ale bez wiaduktów dojazdowych, wynosi 1077,76 m.

Ogólny koszt budowy mostu wyniósł około 36½ milionów dolarów. Największa rozpiętość mostu Filadelfijskiego przewyższa rozpiętość takiegoż mostu Williamsburg Bridge (486,4 m) w New Yorku o 47 metrów, a rozpiętość mostu wiszącego



Rys. 1. Most wiszący na rz. Delaware w Filadelfji (projekt Inż. D-ra R. Modjeskiego).

vania) z miastem Camden (należącym do Stanu New-Jersey). Budowę jego rozpoczęto w 1921 roku i ukończono w czerwcu roku 1926.

Most ten jest trójprzęsłowy; rozpiętość przęsła środkowego wynosi 533,4 m i jest dotychczas największą z rozpiętości już wykonanych mostów wiszących<sup>1)</sup>. Rozpiętość każdego z dwóch przęseł bocznych wynosi po 219,30 m. Cała dłu-

Manhattan Bridge (446,9 m) w New Yorku o 86 metrów (rys. 1, 2 i 3).

W porównaniu zaś ze sztywnymi mostami wspornikowymi, ustępuje most Filadelfijski co do rozpiętości mostowi Quebec Bridge w Kanadzie na rz. Św. Wawrzyńca, którego rozpiętość (547 m) przewyższa prawie o 14 m rozpiętość rozpatrywanego mostu (rys. 4).

Największy europejski sztywny most wspornikowy przez zatokę morską Firth of Forth w Szkocji koło Edynburga ma rozpiętość (521 m) tylko o 12 metrów mniejszą od rozpiętości opisywanego mostu (rys. 5).

Most filadelfijski został zaprojektowany i zbudowany przez naszego rodaka, d-ra inżyniera Ralfa Modrzejewskiego, przy współudziale inżynie-

<sup>1)</sup> Z wiosną r. 1927 rozpoczęto budowę mostu wiszącego na rzece Hudson w New-York City, o rozpiętości przęsła środkowego 1070 metrów. Most ten ma być skończony w roku 1931. Projekt opracowany przez Komisję z inżynierem Danem na czele. (Patrz Nowiny Techn. Nr. 21, rok 1928).

rów Webster'a i Ball'a, oraz innych wybitnych sił fachowych Ameryki, między innymi przy pomocy



Rys. 2. Most Williamsburg Bridge na East River w New Yorku

znanego statyka, inżyniera Mojsieff'a, oraz architekta, Francuza Carret'a. Kierownikiem robót na miejscu był inż. C. E. Chase; doradcą technicznym co do wykonania lin z drutu stalowego był inż. H. D. Robinson. Wykonanie robót i dostawa potrzebnych materiałów były powierzone kilku firmom budowlanym.

Ponieważ most Filadelfijski odznacza się od innych amerykańskich mostów wiszących tak pod względem zasad projektowania, jak i samej konstrukcji, przeto zaznajomienie się z głównymi osobliwościami tej budowli może być interesujące dla szerszego ogółu techników.

Przy tej sposobności należy wskazać na dojrzewającą już obecnie ewolucję w technice mostowej, tycząca się mostów o bardzo dużych rozpiętościach (ponad 300 metrów).

Mianowicie nie tylko w Ameryce, ale i w Europie i w innych częściach świata daje się zauważyć w ostatnich latach pewną tendencję do zwrotu ku budowie mostów wiszących. Przytem, o ile chodzi o mosty do zwykłego ruchu kołowego (t. zw. mosty drogowy), to jeszcze stosuje się dźwigary giętkie z lin z drutu stalowego<sup>2)</sup>, aczkolwiek z dołączeniem kratownic usztywniających.

Jeśli zaś chodzi o mosty kolejowe dla ruchu pociągów towarowych, lub o mosty odpowiadające jednocześnie ruchowi kołowemu zwykłemu

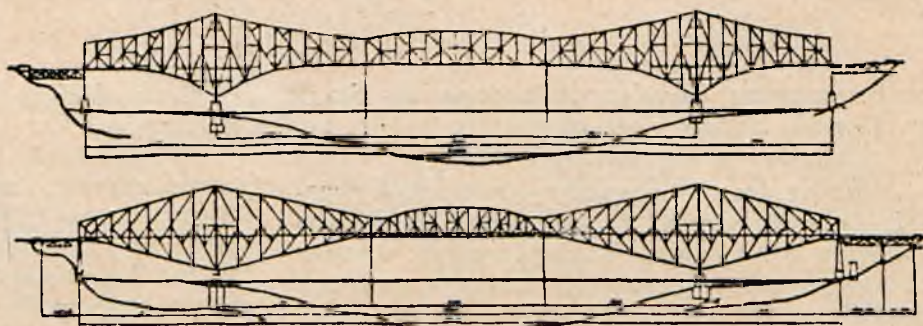
i ciężarowemu kolejowemu, to zaznacza się wyraźna tendencja do zastosowania, przy dużych rozpiętościach, mostów wiszących, ale w postaci sztywnych łuków odwrotnych. Tu leży rozwiązanie zagadnienia najtańszej budowy mostów kolejowych o dużej rozpiętości, przy zabezpieczeniu niezbędnej ich sztywności. Mamy tu na myśli projekt mostu wiszącego na Hudsonie (North-River) w New-Yorku, opisany w Przeglądzie Technicznym Nr. 31 z r. 1925<sup>3)</sup>, — o rozpiętości 1036 metrów, projekt takiegoż mostu inżyniera Lindenthal'a na North-River w New-Yorku o rozpiętości 944,5 metrów, oraz szereg mniejszych mostów wiszących sztywnych, wykonanych w latach 1923 — 1927 w Europie przez znaną firmę francuską Leinekugel Le Cocq (w liczbie 30 mostów) w jej zakładach mechanicznych, oraz most Florianopolis w Brazylii o rozpiętości 340 metrów.

Według inżyniera Leinekugel Le Cocq'a, obecnie jest zupełnie możliwe wykonanie mostów wiszących sztywnych (w kształcie odwrotnych łuków), odpowiadających wszelkim potrzebom tran-



Rys. 3. Manhattan Bridge w New Yorku.

sportu, t. j. przeznaczonych również do ruchu organizowanych ciężarowych pociągów normalnych kolei żelaznych parowych, przy rozpiętościach do 1500 metrów.



Rys. 4. Most Quebec Bridge na rz. Św. Wawrzyńca wedł. projektu pierwotnego i następnego (wykonanego po katastrofie w r. 1917).

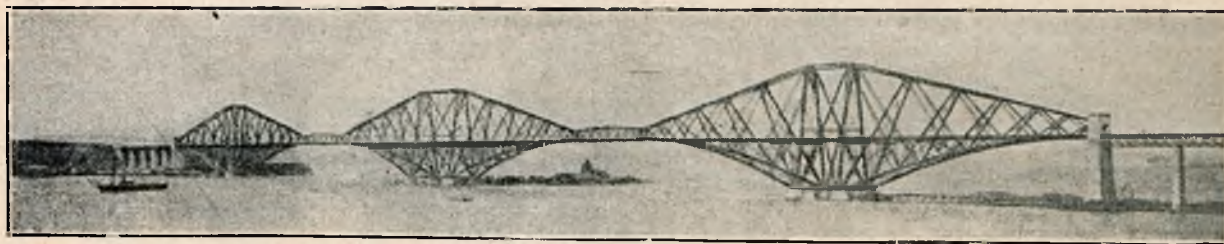
Ponieważ zaś w mostach wiszących metal pra-

<sup>2)</sup> Pierwotna idea zastosowania lin z drutu do budowy mostów wiszących należy do inżyniera francuskiego Marc'a Séguin'a (1821).

<sup>3)</sup> Projekt ten został wykonany przez inżyniera O. H. Ammann'a i prof. William'a H. Burr'a.

cuje najkorzystniej, gdyż ulega głównie naprężeniom rozciągającym, więc takie mosty są najekonomiczniejsze; wskutek czego należy spodziewać

obodnego przejazdu o szerokości nie mniejszej niż 243,84 m i o wysokości nie mniejszej niż 41,5 m nad średnim poziomem wysokich wód.



Rys. 5. Największy most w Europie, na zatoce Firth of Forth w Szkocji (1889).

się w przyszłości rozwoju techniki mostowej właśnie w tym kierunku.

W tych warunkach najopowiedniejszymi rodzajami mostów był albo most wspornikowy belkowy, albo wiszący.

Projekty porównawcze wykazały, że most wiszący wypada taniej o 10 do 20% od mostu belkowego wspornikowego, wskutek czego przyjęto do wykonania projekt mostu wiszącego.

Co do ilości potrzebnego metalu do budowy mostu, to wstępne obliczenia wykazały, że dla mostu wiszącego potrzeba było 33 000 tonn żelaza, zaś dla mostu belkowego wspornikowego 47 000 tonn. Naturalnie, cena jednostkowa tych materiałów była w obu wypadkach różna.

Projekt mostu wiszącego ma i pod względem estetycznym duże zalety, gdyż most Filadelfijski łączy to miasto z przedmieściem Camden, czyli leży jakby na terytorjum miasta.

Oprócz tego na korzyść mostu wiszącego przemawiała ta okoliczność, że roboty przy budowie takiego mostu można było rozdzielić między kilkoma przedsiębiorstwami (jak wspomniano już powyżej). Natomiast dla mostu belkowego wspornikowego wykonanie przeseł, mogące być powierzone jednemu przedsiębiorstwu, wymagałyby zawarcia umowy prawie na  $\frac{1}{3}$  całkowitego kosztu mostu (t. j. na sumę przeszło 10 milionów dolarów).

Formalności związane z zawarciem i zatwierdzeniem kontraktu na tak znaczną sumę wymagałyby dużej straty czasu. Oprócz tego uzyskanie kapitału potrzebnego do budowy mostu przy kil-



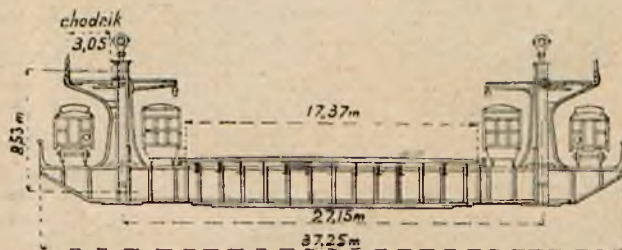
Rys. 6. Widok perspektywiczny mostu Filadelfijskiego po ukończeniu montażu jezdni.

Oprócz tego, mosty wiszące mają lekki i estetyczny wygląd zewnętrzny i łatwo poddają się opracowaniu architektonicznemu, co jest ważne szczególnie dla mostów w miastach.

Powracając do mostu filadelfijskiego, należy nadmienić, że szerokość rzeki Delaware w miejscu budowy mostu dochodzi do 900 metrów, głębokość rzeki od poziomu wysokich wód przewyższa 10 metrów, że twardy grunt skalisty znajduje się pod warstwą słabego gruntu na głębokości od 18 do 30 metrów od poziomu wód wysokich.

Dla potrzeb żeglugi wymagane było pozostawienie pośrodku, między podporami mostu, swo-

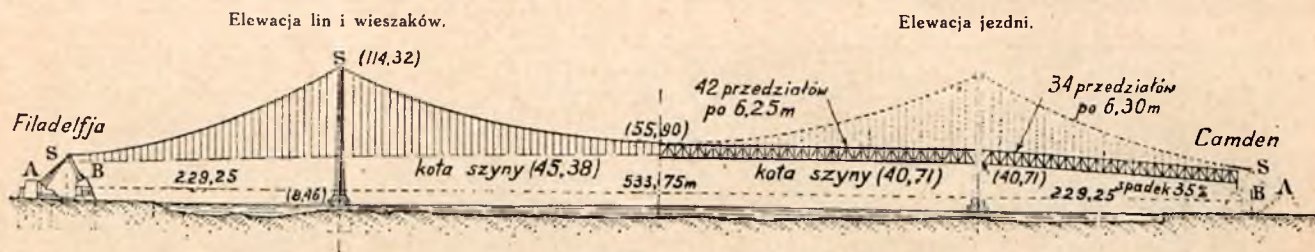
ku umowach na mniejsze sumy było znacznie ułatwione.



Rys. 7. Przekrój poprzeczny mostu Filadelfijskiego.

Wreszcie, montaż mostu wiszącego jest prostszy i łatwiejszy niż montaż mostu belkowego wspornikowego.

przeważnie do ruchu kołowego. Na moście tym, oprócz jezdni o szerokości 17,37 m do wszelkiego rodzaju ruchu kołowego, przewidziane są dwa tory



Rys. 8. Schemat elewacji mostu Filadelfijskiego.  
A — jezdnia; B — wieże pochyle (odchylacze); S — siodelka.

Jedyna słabsza strona mostu wiszącego (giętkiego) na linach stalowych w porównaniu ze sztywnym mostem wspornikowym, polegająca na mniej-

tramwajowe i dwa tory kolei żelaznej miejskiej (metropolitain) z trakcją elektryczną.

Na rys. 6 podany jest widok perspektywiczny mostu Filadelfijskiego.

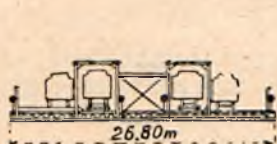
Na rys. 7 mamy przekrój poprzeczny tegoż mostu, a na rys. 8 schemat elewacji z niektórymi danymi cyfrowymi.

Rys. 9 — 13 dają porównanie przekrojów poprzecznych wielkich mostów New-York'u z przekrojem poprzecznym mostu Filadelfijskiego.

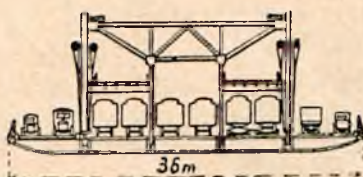
Jak widać z rys. 8, profil podłużny powierzchni jezdni mostu przedstawia dwie pochyłości o spadku 0,035, połączone krzywą paraboliczną w części środkowej mostu, przyczem wymagana wysokość przejazdu swobodnego dla statków pod mostem (wskazana powyżej) została utrzymana.

### Główne liny wiszące z drutu stalowego.

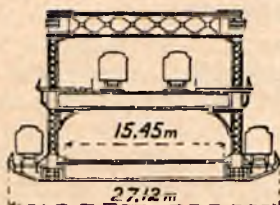
Głównymi dźwigarami mostu są dwie tylko liny z drutu stalowego (rys. 14). Każda linę składa się z 61 pęczków drutów, w każdym pęczku jest po 306 drutów stalowych galwanizowanych (ocynkowanych) o średnicy każdego drutu 4,8 mm. Każdy pęczek utworzony jest ze 153 zwojów (na-



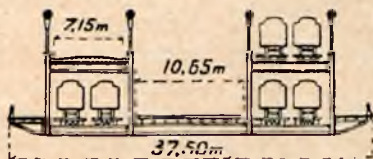
Rys. 9. Przekrój mostu Brooklyńskiego (485 m).



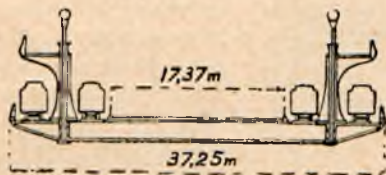
Rys. 10. Przekrój mostu Williamsburg (487,7 m).



Rys. 11. Przekrój mostu Queensboro (wspornikowego).



Rys. 12. Przekrój mostu Manhattan (448 m).



Rys. 13. Przekrój mostu Filadelfijskiego.

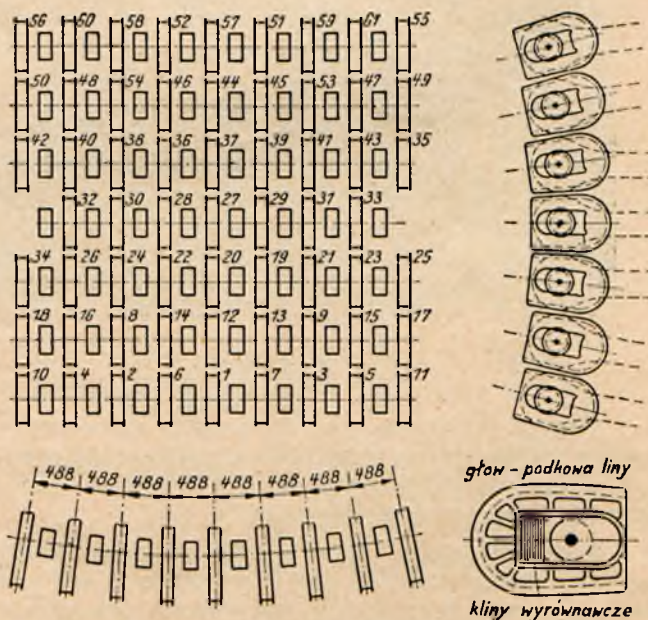
Rys. 9—13. Porównanie przekrojów poprzecznych mostów Nowo-Jorskich z mostem Filadelfijskim.

szej sztywności takiego mostu wiszącego pod wyjątkowym obciążeniem ruchomym zespołem dużych



Rys. 14. Przekrój liny wiszącej z drutu stalowego na siodelku i przekroje prętów zakotwienia.

ciężarów skupionych, jak to ma miejsce w mostach kolejowych, — nie ma w danym wypadku znaczenia, ponieważ most filadelfijski jest przeznaczony



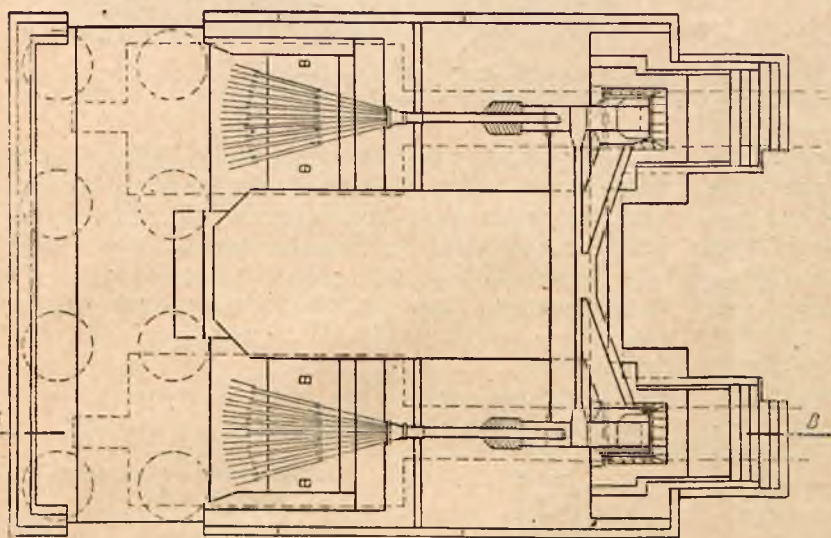
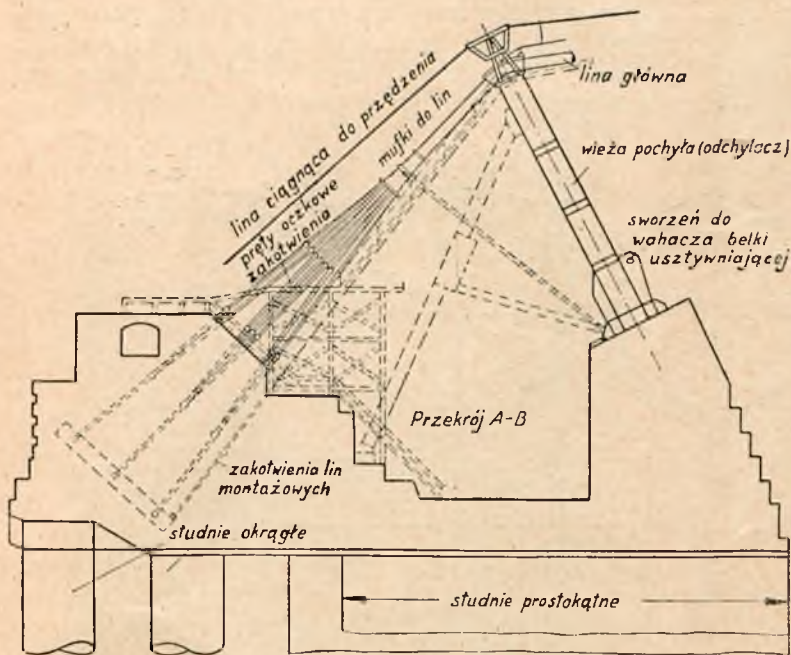
Rys. 15. Rozkład głowic (szpul) zakotwienia. Połączenie 61 pęczków drutów z prętami oczkowymi zakotwienia.

winięć) drutu, przechodzących na obydwu skrajnych podporach mostu dookoła głowic zakotwienia, przedstawiających (rys. 10) podstawą półko-

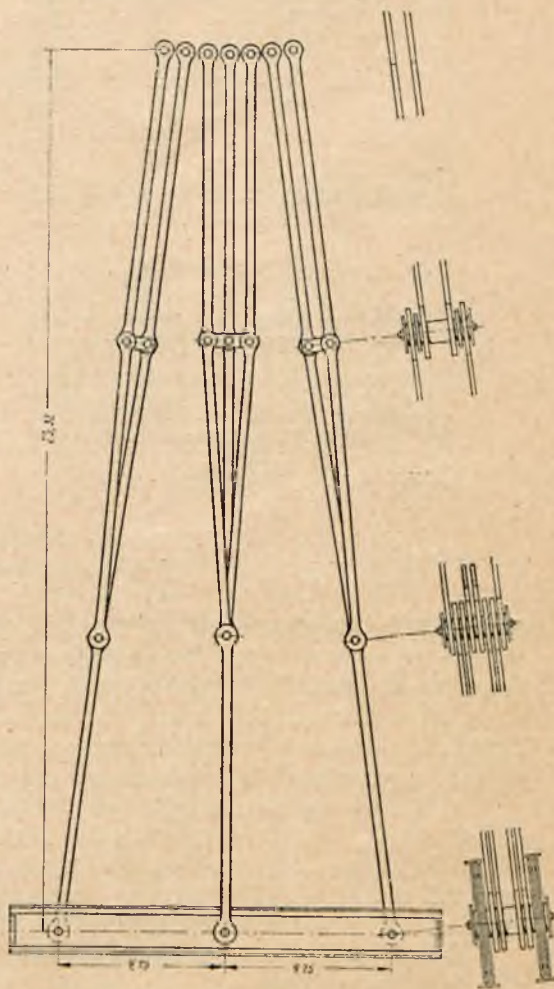
listą, jakby pół szpuli. Przy przedzeniu lin drucianych, drut owija się koło głowicy-szpali, poło-

Pręty zakotwienia łączą się z zespołem belek, zamurowanych w beton w dolnej części przyczółka (rys. 16 i rys. 17).

Bezpośrednio za pochylą wieżą (odchylaczem) główne liny wiszące pokryte są stalowymi mufkami, pokazanymi na rys. 18. Należy zaznaczyć że badania lin stalowych mostu Brooklyńskiego, po



Rys. 16. Przyczółek z uwidocznionem zakotwieniem i pochylą wieżą — odchylaczem.

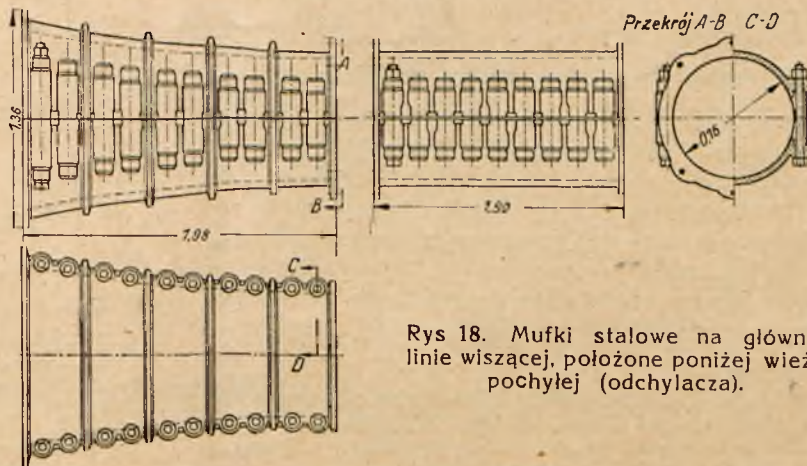


Rys. 17. Zakotwienie głównej liny wiszącej za pomocą prętów oczkowych (eye-bars) i belek dwuteowych.

nej w płaszczyźnie poziomej. Przy łączeniu tych głowic-szpul z prętami zakotwienia, głowice obracają się o 90° i ustawiają się w płaszczyźnie pionowej. Średnica całej liny stalowej, tworzącej jeden dźwigar, stanowi 0,762 m (rys. 14).

47-miu latach jego służby, nie wykazały żadnych śladów ich rdzewienia.

Na rysunku tym pokazane są także przekroje prętów, służących do zakotwienia liny w przyczółku. Samo zakotwienie wykonane jest za pomocą specjalnych prętów z okrągłymi otworami (oczkami) na końcach. Para takich prętów obejmuje z dwóch stron głowicę zakotwienia każdego z 61 pęczków lin stalowych i łączy się z nią za pomocą sworzni, wstawionego w oczka prętów (rys. 15).

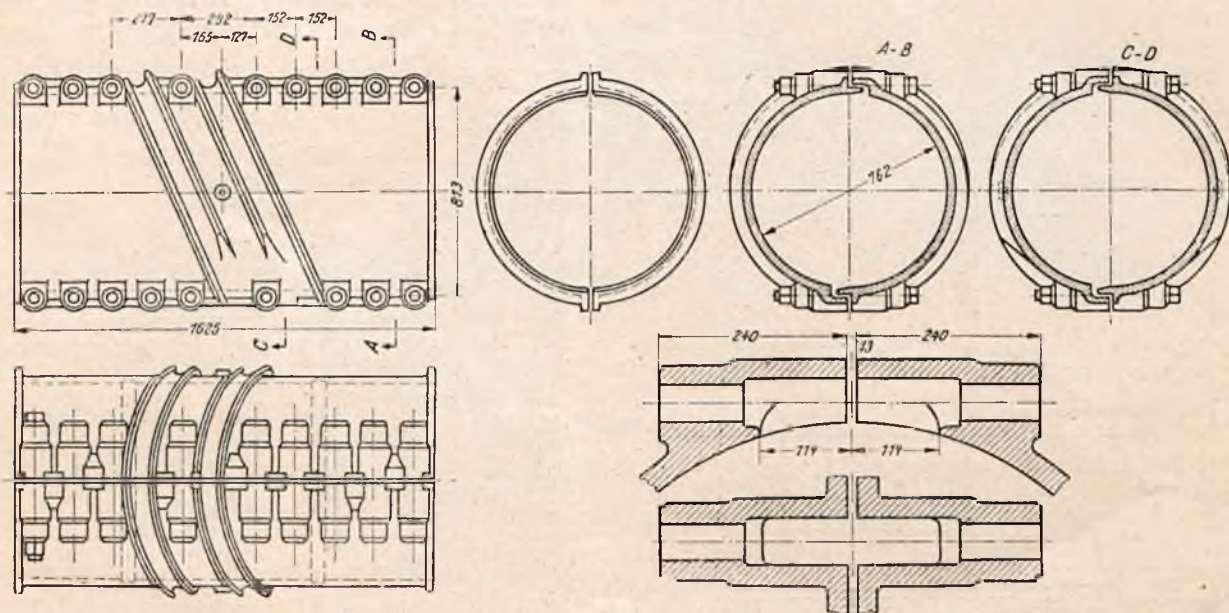


Rys. 18. Mufki stalowe na głównej lince wiszącej, położone poniżej wieży pochylej (odchylacza).



Wspomniana wyżej średnica lin stalowych mostu Filadelfijskiego jest największa z używanych dotychczas, gdyż średnica lin wynosi: w moście Brooklyńskim 0,4 m, w moście Williamsburg 0,47 m, w moście Manhattan — 0,52 m. W zbudowanych poprzednio mostach wiszących (wspomnia-

Stal użyta na druty wieszaków jest tego samego gatunku, co głównych lin wiszących. Każda lina wieszaków musi wytrzymać obciążenie rozciągające 181 t; ta sama lina zgięta około mufki o średnicy 81,3 cm musi wytrzymać obciążenie rozciągające 172 t.



Rys. 19. Normalne mufki stalowe do łączenia wieszaków z linami głównymi. Widok i przekroje A — B i C — D oraz szczegóły połączenia połówek mufki.

nych wyżej) używano po cztery liny, na główne dźwigary; w moście zaś filadelfijskim, a przedtem jeszcze w moście Bear-Mountain użyto tylko dwóch lin. Przy dwóch linach, rozkład ciśnień jest zupełnie określony, wskutek czego nie zachodzi potrzeba powiększania przekrojów na zapas, jak przy czterech linach, kiedy teoretyczny rozkład ciśnień może nie odpowiadać ściśle rzeczywistemu ich rozkładowi. Stąd wynika, że użycie dwóch lin, zamiast czterech, daje pewną oszczędność materiału.

Należy nadmienić, że druty stalowe w linach układane były równolegle do siebie, a nie skręcające, żeby nie przetężyć drutów<sup>4)</sup>.

Strzałka ugięcia liny stalowej, mającej w wypadku mostu nieobciążonego i przy średniej temperaturze (—13° C) kształt paraboliczny, ma wymiar 61 m, t. j. stosunek  $\frac{f}{l} = \frac{61}{533,75} = \frac{1}{8,75}$  dla przęsła środkowego.

### Wieszaki ze stalowych lin drucianych.

Belki (kratownice) sztywności i złączona z niemi jezdni zawieszane są na dwóch głównych linach zapomocą wieszaków, składających się z czterech lin stalowych każdy, o średnicy 5,65 cm; przechodzą one przez dwa rowki, w które zaopatrzone są stalowe mufki, o średnicy 81,3 cm. Mufki te składają się z dwóch połówek, nakładanych na wiszącą linę i ześrubowywanych (rys. 19).

<sup>4)</sup> Ma to ważne znaczenie, jak widać z odnośnych badań (Patrz Przegl. Techn., rok 1927, artykuł Prof. Edwina Hauswalda pod tytułem: „Wytrzymałość i trwałość lin drucianych w świetle nowych badań”).

Wewnętrzna powierzchnia mufki stalowej jest chropowata i, przy połączeniu dwóch części mufki śrubami ze stali wysokowartościowej, mocno naciska na powierzchnię liny wiszącej.

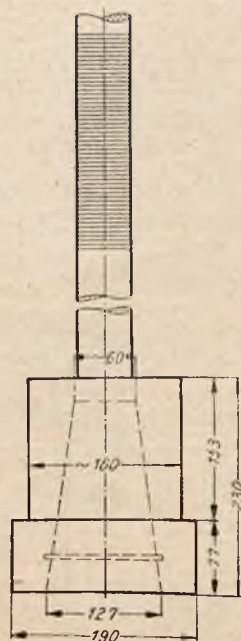
Na rys. 20 wskazano rozszerzenie dolnego końca wieszaków, zalane roztopionym cynkiem, zaś na rys. 21 — widok połączenia wieszaków z główną liną wiszącą.

Wysokość belek (kratownic) sztywności wynosi 8,54 m między osiami pasów tych belek, co

stanowi około  $\frac{1}{62}$  rozpiętości przęsła środkowego mostu. Osie lin i belek kratowych są rozstawione w planie na odległość 27,15 m jedna od drugiej. Przekroje pasów i słupków belek sztywności są uwidocznione na rys. 22.

Do słupków belek sztywności są przymocowane poprzeczne belki jezdni, których pełna długość, razem z wystającymi poza belki wspornikami, stanowi 37,25 m. Belki poprzeczne jezdni są rozstawione co 6,25 m w przęsle środkowym mostu i co 6,50 m w przęsłach skrajnych.

Do belek poprzecznych przymocowane są co 1,17 m belki podłużne o wysokości 0,475 m, na któ-



Rys. 20. Ukształtowanie dolnego końca wieszaka.

rych w środkowej części przekroju mostu, na szerokości 17,37 m, ułożona jest jezdnia żelazobetonowa dla sześciu rzędów wozów. Po bokach tej jezdni, lecz między belkami (kratownicami) sztyw-

ści, odpowiadające dwu połom między belkami poprzecznymi, i mających w miejscach rozcięcia odpowiednie szwy dylatacyjne. Ubrojenie żelazne tej płyty żelazobetonowej składa się z małych kratownic żelaznych, postawionych wpoprzek jezdni w odległościach co 15,3 cm i mających wysokość 11,4 cm, oraz z podłużnych okrągłych prętów żelaznych. Na płycie żelazobetonowej położo-

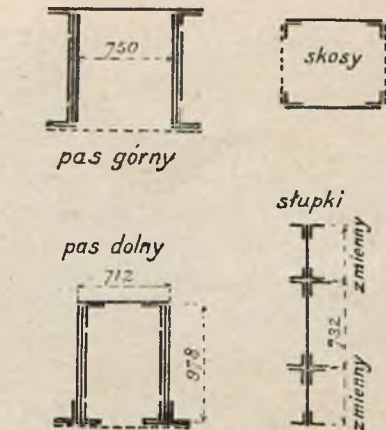


Rys. 21. Widok połączenia wieszaków z linami głównymi.

ności, znajdują się pojedyncze tory tramwajowe. Na wspornikach, z zewnątrz belek (kratownic) sztywności, ułożono po jednym torze dla miejskiej kolei elektrycznej (metro).

Jezdnia składa się z płyt żelazobetonowych o grubości 15,3 cm, rozciętych na czę-

ści, odpowiadające dwu połom między belkami poprzecznymi, i mających w miejscach rozcięcia odpowiednie szwy dylatacyjne. Ubrojenie żelazne tej płyty żelazobetonowej składa się z małych kratownic żelaznych, postawionych wpoprzek jezdni w odległościach co 15,3 cm i mających wysokość 11,4 cm, oraz z podłużnych okrągłych prętów żelaznych. Na płycie żelazobetonowej położo-

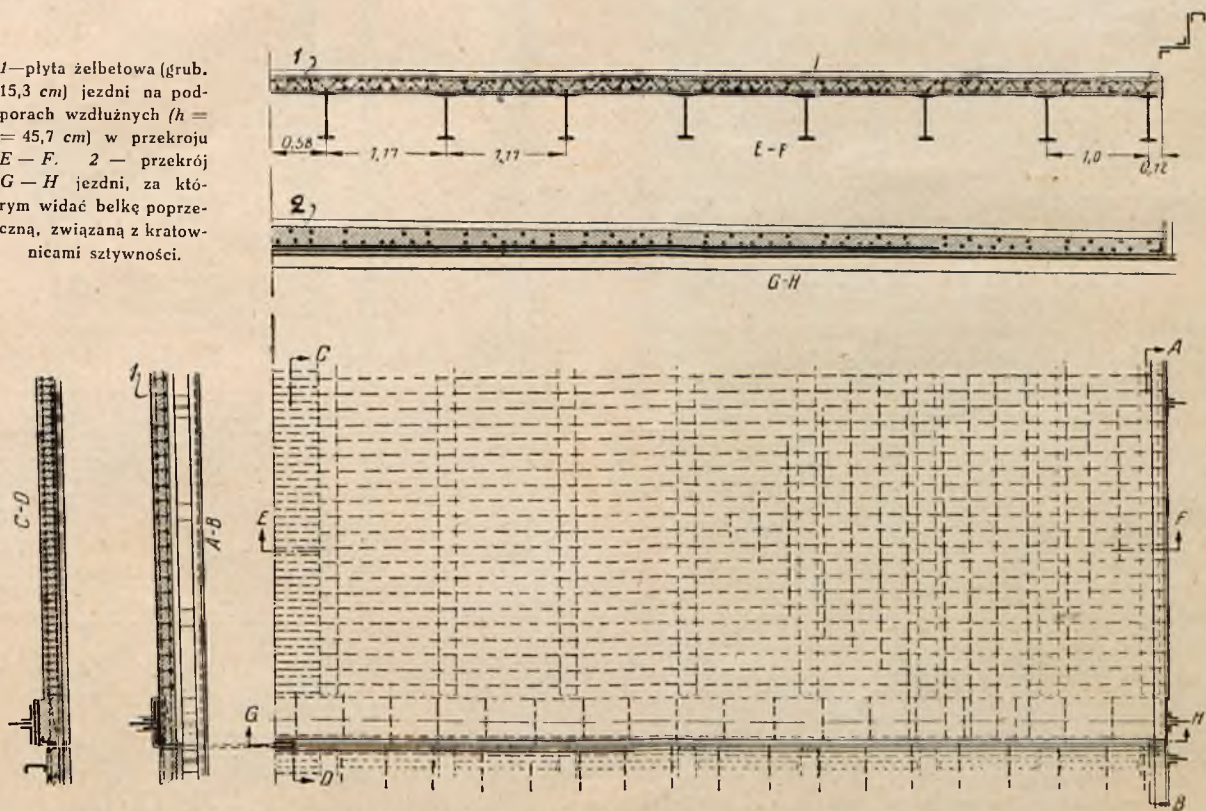


Rys. 22. Przekroje pasów, słupków i skosów belek sztywności.

na jest warstwa asfaltu o grubości 6,4 cm (rys. 23 i 24). Chodniki są wykonane z płyt żelazobetonowych o grubości 7,6 cm. Są one położone na wspornikach zewnętrznych na wysokości górnego pasa belek kratowych usztywniających i mają szerokość 3,05 m. Wysokość belek poprzecznych jest 2,44 m.

Przekrój poprzeczny mostu w większej skali jest podany na rys. 25.

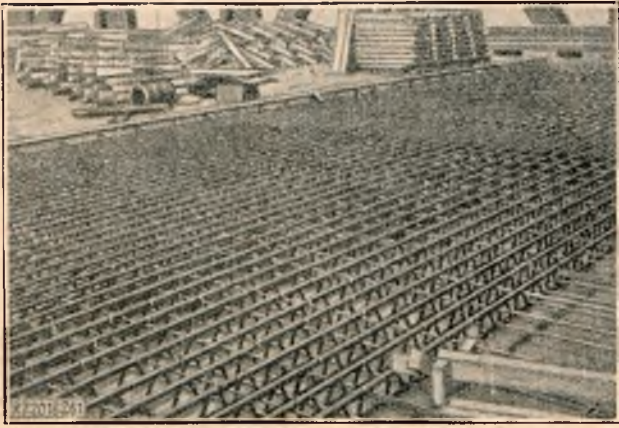
1—płyta żelbetowa (grub. 15,3 cm) jezdni na podporach wzdłużnych ( $h = 45,7$  cm) w przekroju E—F. 2—przekrój G—H jezdni, za którym widać belkę poprzeczną, związaną z kratownicami sztywności.



Rys. 23. Żelazobetonowa jezdnia mostu Filadelfijskiego. Przekrój poprzeczny połowy szerokości.

### Tężniki mostu.

Równoległe do powierzchni jezdni wykonano trzy rodzaje tężników (rys. 26). Pierwsza rama (wiatrowa) położona jest u dołu belek poprzecznych i wykonana z tężników ze stali krzemowej, osobnych dla każdego przęsła. Tężniki te mają ruchome w kierunku podłużnym połączenia ze środkowymi wieżami (rys. 27, 28 i 29).



Rys. 24. Ubrojenie żelazne płyty żelbetowej jezdni.

Sztywne półramowe połączenia każdego węzła pasa górnego z belką poprzeczną przeciwdziałają wyboczeniu się tego pasa (rys. 25). Dodatkowo naprężenia, wywołane w górnym pasie belki sztywności przez to sztywne połączenie, nie przekraczają  $210 \text{ kg cm}^2$ , a zasadnicze dopuszczalne naprężenie w górnym pasie belki sztywności zostało o tę wartość zmniejszone przy obliczeniu.

Pod każdym z czterech torów kolejowych urządzono są, dla usztywnienia jezdni, połączenia tężnikowe (rys. 26), które stanowią drugą kategorię tężników poziomych.

Wreszcie skosy poziome pod chodnikami stanowią trzecią kategorię tężników, służącą jednocześnie do usztywnienia przeciwko wyboczeniu w płaszczyźnie poziomej górnego pasa belki sztywności.

### Wieże stalowe na filarach:

Wieże stalowe na filarach (rys. 27, 28, 30, 33), składające się z dwóch słupów metalowych wewnątrz pustych (w postaci więc rur o przekroju prostokątnym), mających w planie kształt krzyża, utworzone są z pełnych blach stalowych oraz z kątownek i mają wysokość  $106 \text{ m}$  nad filarami kamiennymi. Wieże te są przymocowane do filarów zapomocą 20 prętów fundamentowych zakotwienia o długości do  $7 \text{ m}$  i o średnicy  $76 \text{ mm}$ . Stalowa lina przechodzi przez wierzchołki tych wież, zaś w bocznych przęsłach obniża się ku przyczółkom (rys. 8 i 16), w których jest zakotwiona.

W celu zmniejszenia objętości przyczółków, lina stalowa jest odchylona pod kątem rozwartym od linii  $SS$  do prostej  $SA$ , t. j. prawie pod kątem  $45^\circ$  do pionu, opierając się w punkcie odchylenia na

pochyłej wieży  $SB$ , grającej rolę odchylnicy liny, czyli ramienia odchylnego.

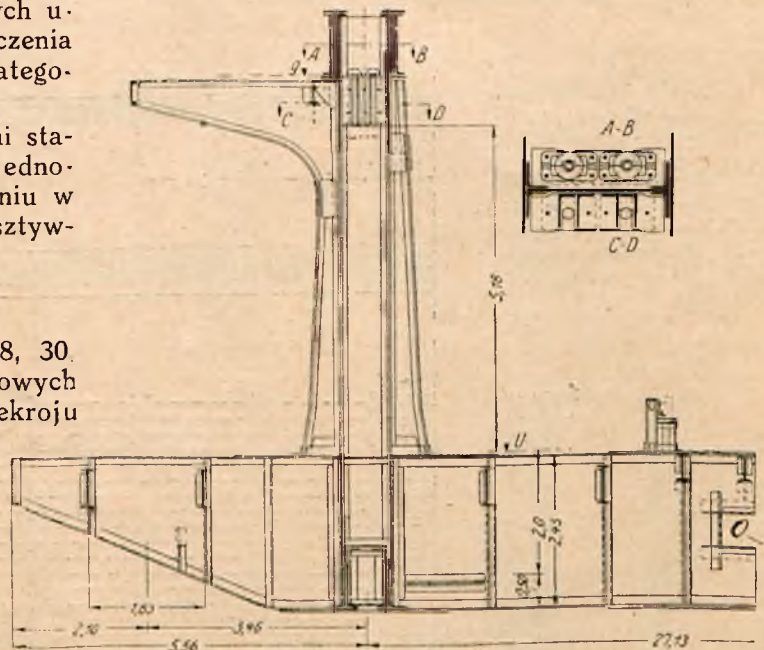
Liny opierają się zarówno na wierzchołkach głównych wież, jak i na słupach odchylnych (wieżach pochyłych) bez żadnych łożysk ruchomych, a tylko zapomocą siodełek.

Wskutek tego obciążenie mostu może wpływać na dość znaczne odkształcenia wież, co jest w zupełności uwzględnione w obliczeniach mostu.

Jest to jedna z charakterystycznych cech, odróżniających Filadelfijski most od innych mostów wiszących.

Kratownica usztywniająca jest rozcięta na trzy części: środkową — pod przęsłem środkowym — i dwie skrajne — pod przęsłami bocznymi. W celu swobodnego odkształcania się pod działaniem obciążenia i pod wpływem zmian temperatury, podpory tych kratownic wykonane są jak pokazano na rys. 34, przedstawiającym schemat zawieszenia kratownic. Środkowa kratownica usztywniająca może być praktycznie uważana za zamocowaną w środku i mogącą swobodnie się rozszerzać w obie strony, gdyż w końcach jej umieszczone są pręty-wahacze, łączące ją z wieżami metalowymi podpór środkowych (rys. 29). Co się zaś tyczy skrajnych kratownic usztywniających, to te są zamocowane na przyczółkach, mianowicie na pochyłym słupku odchylnicy lin, zaś drugi ich koniec, połączony zapomocą pręta wahacza z wieżą metalową, może swobodnie się przesuwac, czyli kratownica usztywniająca może się swobodnie rozszerzać przy zmianie temperatury, lub przesuwac przy odkształceniu.

Na rys. 27, 28 i 29 pokazane są połączenia wahaczy kratownic sztywności z wieżami w punktach



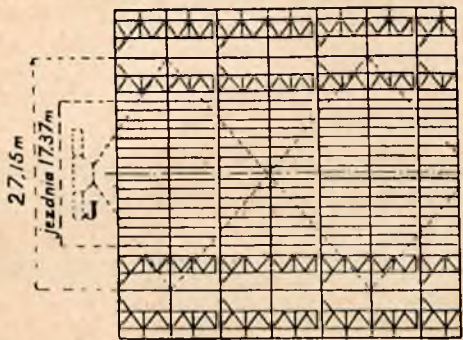
Rys. 25. Przekrój mostu. Na prawo u góry połączenie wieszaków. O — otwór w belce poprzecznej do umieszczenia przewodów. U — podstawa szyny; g — poziom chodnika.

(C) oraz wiatrownic z wieżami w punktach (J). Szczegół połączenia ruchomego (J) wiatrownic z wieżami (za pośrednictwem owalnego otworu i sworzni) pokazany jest na rys. 27.

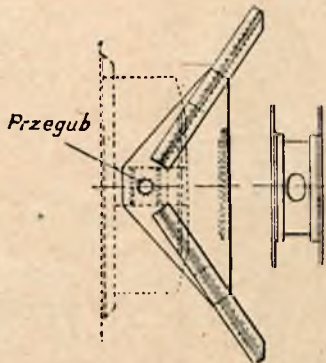
**Kamienne filary pod wieżami głównymi.**

Filary kamienne pod głównymi wieżami (środkowymi) mostu są ufundowane na stalowych kesonach z drewnianym obiciem i nadbudową o wy-

przejściu mułu i piasku, stanowiła 17,70 m poniżej poziomu wysokiej wody od strony Filadelfji i 25,10 m od strony Camden'u. Największe ciśnienie powietrza wynosiło 1,96 i 2,38 kg cm<sup>2</sup>. Odnoś-



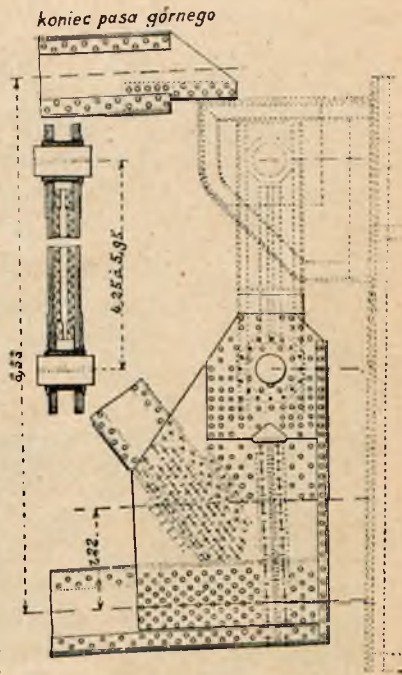
Rys. 26. Plan wiatrownic i belek jezdni.



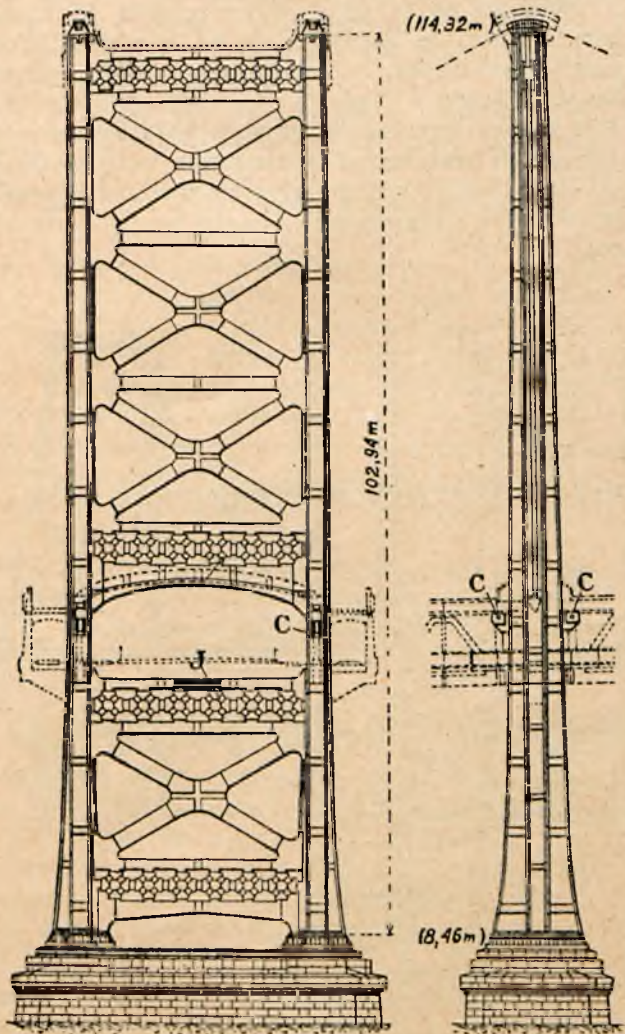
Rys. 27. Szczegół połączenia ruchomego wiatrownic z wieżą.

miarach 43,615×20,945 m (rys. 35). Nad komorą roboczą tych kesonów, jak widać z rys. 36, urządzona jest w betonie specjalna komora do składania wydobywanego gruntu, oraz jako schronisko dla robotników w czasie wysadzania skały minami. Kesony te wykonano w całości w stoczni, następnie przyholowano na miejsce robót, zanurzono i wreszcie opuszczono przy użyciu sprężonego powietrza. Głębokość posadowienia kesonów, po

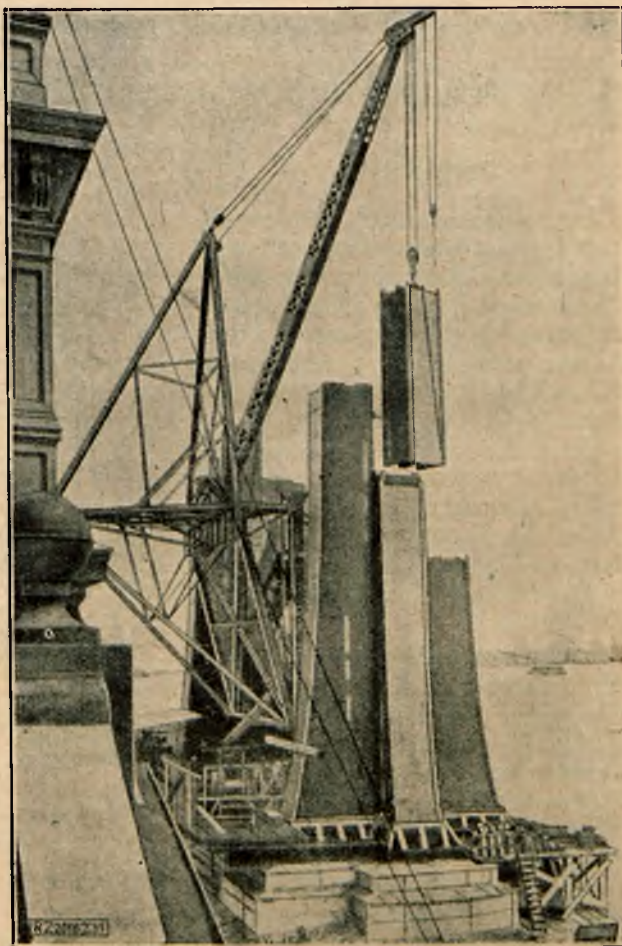
ne kubatury muru stanowiły 26 600 m<sup>3</sup> i 24 200 m<sup>3</sup>, włączając licowanie granitem. Korona masywu filarów ma kotę (+ 8,46). W ciągu jednego dnia o-



Rys. 29. Szczegół zawieszenia belek sztywności.



Rys. 28. Elewacja i rzut boczny wieży metalowej na filarze.



Rys. 30. Montowanie wież metalowych.

puszczano keson na 17 do 38 cm. Koszt 1 m<sup>3</sup> muru licowanego granitem wynosił średnio 37 dol. Ogól-

### Zasady obliczeń.

1) Obciążenia. Ciężar własny mostu był przyjęty: dla przęsła środkowego 38,7 t/m; dla przęseł skrajnych 40,2 t/m. Obciążenia ruchome na metr bieżący mostu przyjęte były następujące:

miejskiej kolei elektrycznej (metro)	5,9 t/m
tramwajów	4,5 „
wozów i samochodów	5,9 „
(t. j. 342 kg/m <sup>2</sup> jezdni)	
pieszych	1,5 „
(t. j. 244 kg/m <sup>2</sup> )	
co stanowi razem	17,8 t/m.

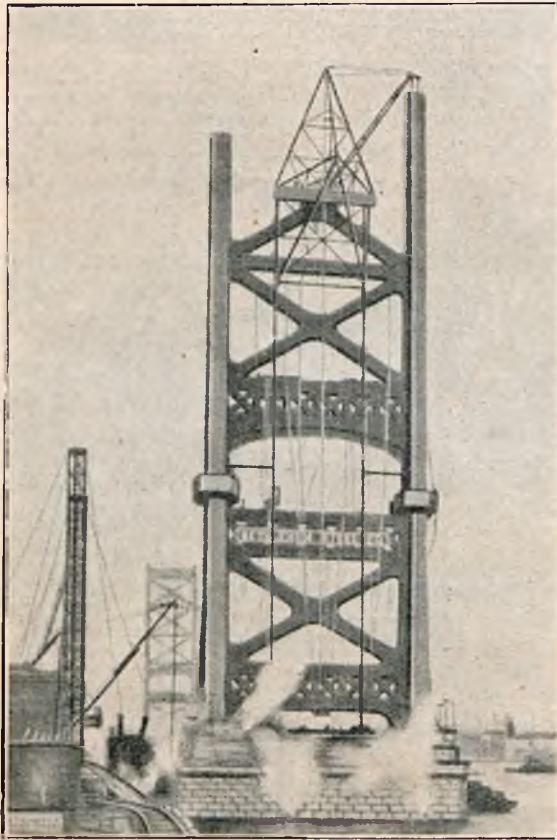
czyli obciążenie ruchome stanowi 0,46 obciążenia stałego, t. j. mniej niż połowę.

Jeśli przyjąć szerokość użyteczną przejazdu dla wszelkiego rodzaju ruchu 33 m, to ciężar własny na 1 m<sup>2</sup> jezdni wyniesie:

dla przęsła środkowego ok.	1,17 t/m <sup>2</sup> ,
t. j. około 1170 kg/m <sup>2</sup> ;	
dla przęsła skrajnego około	1,22 t/m <sup>2</sup> ,
t. j. około 1220 kg/m <sup>2</sup> .	

Średnie obciążenie 1 m<sup>2</sup> jezdni ciężarem ruchomym stanowi około 0,54 t/m<sup>2</sup>, t. j. około 540 kg m<sup>2</sup>.

2) Parcie wiatru. Parcie wiatru przyjęto 147 kg m<sup>2</sup> dla dźwigara przedniego, zaś dla tylnego — połowę tej wartości, co daje razem na jeden metr bieżący przęsła środkowego 2010 kg m, z czego 520 kg m przypada na liny stalowe i 1490 kg m na jezdnię. Parcie wiatru, przypadające na jezdnię, przenosi się na wieże metalowe przez wiatrownice, zapomocą specjalnego połączenia węzłowego I (rys. 27, 28 i 29). Połączenie to daje możliwość ruchu obrotowego koło osi sworzni pionowego oraz ruchu wzdłużnego, przy wydłużaniu się dźwigarów pod wpływem zmian temperatury, wskutek zastosowania otworu owalnego w blaszce.



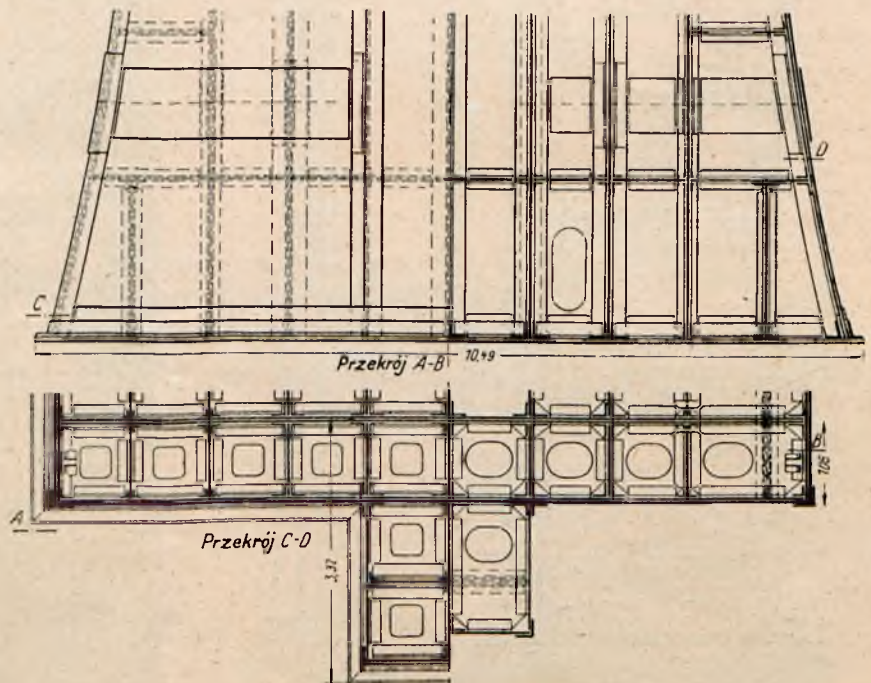
Rys. 31. Montaż wieży zapomocą żórawia przesuwnego.

ny koszt podpór pod wieżami wyniósł 1 641 879 dolarów.

### Przyczółki.

Przyczółki (rys. 16) zbudowano każdy na dziesięciu studniach żelazo-betonowych, opuszczonych do gruntu skalistego. Mianowicie od strony rzeki opuszczone są po dwie studnie duże prostokątne o wymiarach 38,12 m × 12,19 m (przyczółek Filadelfijski) i 42,70 m × 12,19 m (przyczółek od strony Camden'u). Głębokość posadowienia dużych studzien stanowi dla pierwszego przyczółka 18,60 m, dla drugiego — 31,10 m. Poza to w każdym przyczółku mamy po osiem małych okrągłych studzien żelbetowych.

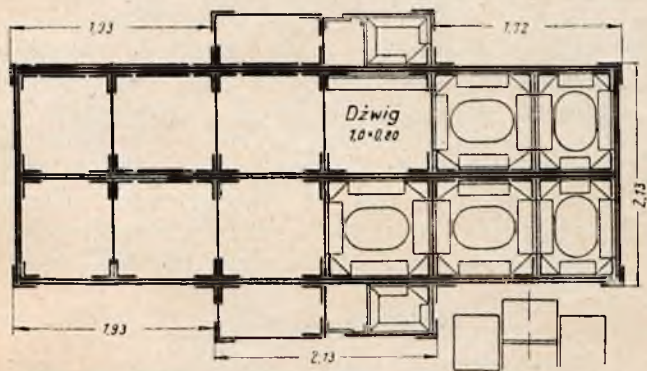
Na duże studnie działa ciśnienie pochyłych wież odchylających i parcie poziome lin, na małe zaś — o średnicy zewnętrznej 6,06 m — ciężar części przyczółka, w której jest urządzone zakotwienie lin stalowych mostu. Studnie były zbudowane na miejscu w odkrytym wykopie i opuszczone zapomocą wypompowania wody i wyjęcia gruntu kopaczkami aż do twardej skały; po opuszczeniu, studnie były zapełnione betonem.



Rys. 32. Szczegół podstawy wieży.

W skrajnych przęsłach parcie wiatru rozdziela się w ten sposób, że 1940 kg m przenosi się na jezdnię i tylko 70 kg m — na liny stalowe.

Oprócz powyższego wpływu parcia wiatru, wieże metalowe są obliczone na parcie wiatru na ich własną powierzchnię; to ostatnie parcie przyjęte jest w wysokości 475 kg m<sup>2</sup> w kierunku poprzecznym do podłużnej osi mostu i 245 kg m<sup>2</sup> w kierunku osi mostu.



Rys. 33. Przekrój wieży w środku jej wysokości.

Poza tem wieża została obliczona jeszcze na parcie poziome 454 t, przyłożone do wierzchołka wieży w kierunku poprzecznym do podłużnej osi mostu w przypuszczeniu możliwego uderzenia w wierzchołek wieży samolotu, pędzącego z wielką szybkością. W tem samem przypuszczeniu pochylę wieże (B) słupków odchyłaczy lin na przyczółkach obliczone są na poziomą siłę 114 t, przyłożoną do wierzchołka wieży.

Są to uzupełnienia warunków technicznych, które w poprzednich mostach nie były uwzględniane.

### Obliczenie lin stalowych i belek sztywności.

Jak już wzmiankowano powyżej, wiszący system lin stalowych jest wyregulowany w ten sposób żeby w wypadku, kiedy na moście niema obciążenia ruchomego i średnia temperatura wynosi (+ 13° C), oś liny miała postać paraboliczną. W tym wypadku, cały ciężar przenosi się na liny i belki sztywności (kratownice) nie pracują. Ponieważ kratownice są rozcięte na podporach i mają końce swobodne, przeto każde obciążenie którekolwiek przeszła wywołuje w kratownicy tegoż przeszła momenty dodatnie.

W obliczeniu mostu uwzględniono bardzo ważny czynnik, mianowicie wpływ odkształceń wogóle, a w szczególności wpływ odkształcenia (ugięcia) wież metalowych.

Ponieważ wieże metalowe są połączone sztywnie z linami stalowymi (łożyska nieruchome i zamocowane u podstaw), więc pod wpływem różnicy nateżeń lin stalowych z obu stron wieży, te ostatnie uginają się, co też uwzględniono zarówno w obliczeniu, jak i przy montażu mostu.

Obliczenia do projektu mostu były wykonane według najnowszych metod, z całkowitem uwzględnieniem odkształceń wszelkich części ustroju, jako to: wież, lin i belek sztywności.

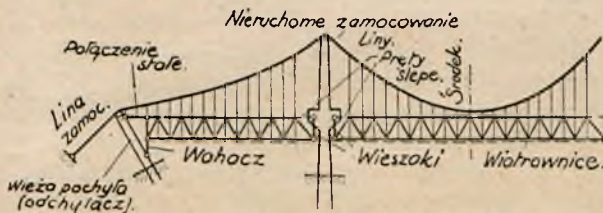
### Rozwój podstaw teoretycznych budowy.

Pierwotne mosty wiszące stanowiły konstrukcje sprężyste nieusztynione, zmieniające swój

kształt przy każdej zmianie obciążenia. Znaczne uginanie się ich oraz brak stateczności podczas burz były wadami tych mostów pierwotnych. Naprężenia w takich mostach wiszących były dobrze znane inżynierom, którzy je projektowali i budowali, jak to wskazuje Navier w swym referacie z roku 1823.

Kiedy z biegiem czasu do konstrukcji mostów wiszących zostały wprowadzone belki usztywniające (t. zw. belki albo kratownice sztywności), to Rankin w Anglii, a Ritter w Szwajcarii, około połowy ubiegłego stulecia, rozwinęli teorię absolutnie niezmienną belki sztywności. Stosownie do założeń tej teorii, belka ta pozostaje absolutnie sztywną pod działaniem obciążenia ruchomego i pierwotna krzywa postać liny wiszącego mostu pozostaje niezmienną. To przypuszczenie milcząco wyklucza wpływ ciężaru własnego na most. Błąd popełniany w ten sposób, choć był zasadniczy, jednakże przy małych rozpiętościach i przy możliwości nadawania belkom dużej sztywności, nie miał w praktyce wielkiego znaczenia. Atoli przy olbrzymich rozpiętościach nowoczesnych mostów wiszących już nie można było nie uwzględnić powyższego błędu.

Z postępowaniem wiedzy o ustrojach sprężystych, zaczęto rozpatrywać belkę sztywności, jak to w rzeczywistości się należało, jako element sprężysty. Müller-Breslau i Melan rozwinęli znacznie teorię mostów wiszących, jako konstrukcji sprężystych. Jednakże i ta teoria, uwzględniająca sprężystość konstrukcji, nie zmieniła pierwotnego założenia, zawartego w teorii Rankin'a, że krzywa liny wiszącej nie zmienia swego kształtu, wskutek czego naprężenia w linie obliczono stosownie do jej kształtu przed obciążeniem jej ciężarami ruchomymi. W końcu XIX-go stulecia ukazała się nowa praca Melan'a o mostach wiszących, która wskazała drogę do ściślejszej teorii. Ta ostatnia teoria, nazwana teorią ugięcia, ponieważ uwzględnia wpływ ugięcia na zmianę naprężeń w mostach wiszących, była w następstwie rozwinięta do postaci obecnej przez inżyniera Le-

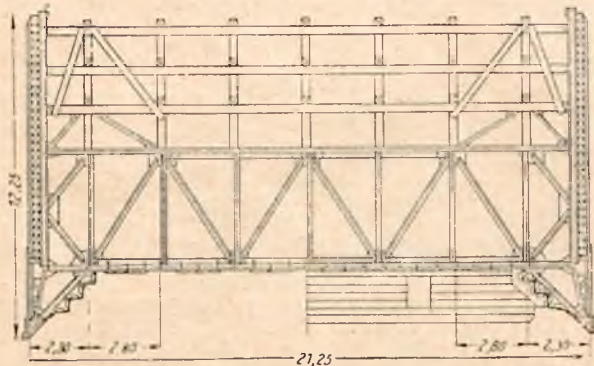


Rys. 34. Schemat zawieszenia belek sztywności.

ona S. Moisseiff'a, podczas obliczania przez niego mostu wiszącego Manhattan bridge. Teorię tę, wyłożoną w Journal of the Franklin Institute, (październik, 1925), zastosowano do mostów Manhattan, Delaware (Filadelfijski) i Poughkeepsie. Ugięcia mostów wiszących o dużej rozpiętości osiągały znaczne wartości i mierzone są w stopach, zamiast w calach, jak w zwykłych mostach o małej rozpiętości. Z powodu dużych ugięć, zało-

żenie, które zawsze się robi przy obliczaniu zwykłych mostów o małej rozpiętości, że ramiona sił nie zmieniają się pod działaniem obciążenia, staje się dla mostów o dużej rozpiętości zupełnie błędne.

Nieuwzględnienie (w zwykłej teorii<sup>\*)</sup> konstrukcji wiszącej) zmiany kształtu krzywej liny



Rys. 35. Wiązania belek poprzecznych kesonu filaru.

wiszącej pod obciążeniem ma ten skutek, że belki sztywności projektuje się z większym zapasem, t. j. mniej ekonomicznie, niż to wypada z nowszej, ściślejszej teorii.

Procent nieekonomiczności może się zmieniać od nieznacznych wartości aż do 40%, w zależności od tego, czy belki są dość sztywne, żeby ograniczyć zmianę postaci wieloboku sznurowego liny wiszącej do małych wielkości.

Dla porównania wyników nowszej teorii ugięcia z poprzednią teorią, tak zwaną teorią konstrukcji sprężystej, w zastosowaniu do mostu Filadelfijskiego, wykonano wykresy momentów zginających i sił tnących (rys. 37, 38, 39 i 40), które ilustrują teoretyczną oszczędność materiału, osiągniętą w belkach sztywności wskutek zastosowania nowej teorii. Na rysunkach tych pokazane są odnośne wykresy przy uwzględnieniu odkształceń i bez ich uwzględnienia.

Pola zawarte między dwiema krzywami dają w każdym wypadku miarę osiągniętej oszczędności wskutek uwzględnienia nowej teorii, t. j. wzięcia pod uwagę odkształceń.

Jak wynika z obliczeń porównawczych, zastosowanie poprzedniej teorii zamiast nowszej wymagałoby (zasadniczo) o 55% więcej materiału, na pasy belek sztywności w przęśle środkowym mostu, a o 43% więcej w prętach kraty. Dla przęseł bocznych powiększenie ilości materiału stanowiłoby 40% dla pasów i 26% dla prętów kraty. Ponieważ jednak przy wykonaniu projektu, ze względów praktycznych, należało zastosować pewne minimalne przekroje, więc w rzeczywistości oszczędność na materiale belek sztywności, osiągnięta wskutek zastosowania nowej, ściślejszej teorii ugięcia, zredukowała się do 51% dla pasów przęśla środkowego i do 43% dla jego kraty. Rzeczywista oszczędność dla pasów belek sztywności przęseł bocznych stanowiła 38%, a dla prętów kraty 24%. Całkowita oszczędność stali w belkach sztywności, wskutek powyższej przyczyny, stano-

wiła pokaźną cyfrę 3211 t, t. j. 42% całkowitego ciężaru tych belek.

Z teorii ugięcia wypływa, że naprężenia w belce sztywności zależą nie tylko od obciążenia ruchomego i od wpływu zmiany temperatury, lecz również od ciężaru własnego, a także od sztywności wież, lin i belek, oraz od ich jednoczesnych odkształceń.

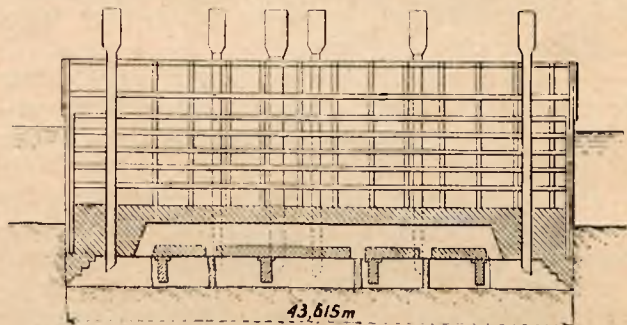
Przy powiększeniu obciążenia ruchomego, naprężenia w konstrukcji wiszącej nie powiększają się proporcjonalnie do tego obciążenia, wskutek znacznej giętkości konstrukcji. Ten brak proporcjonalności wyklucza możliwość zastosowania do obliczeń zwyczajnych linii wpływowych, które są, jak wiadomo, oparte na prawie superpozycji, czyli niezależności działania sił. Wobec tego, obliczenia konstrukcji wiszących o dużych rozpiętościach z konieczności stają się bardziej skomplikowane i obszerne.

### Odształcenia mostu.

Jak wiadomo, zmiana obciążenia wywołuje zmianę kształtu i długości ustroju wiszącego, jako ustroju giętkiego, geometrycznie zmiennego i sprężystego. Oś liny przybiera, w zależności od położenia i wielkości obciążenia, kształty rozmaitych linii łańcuchowych (katenuid). W obliczeniu statycznym mostu Filadelfijskiego przyjęto, że zasadniczą postawą liny wiszącej przy całkowitem obciążeniu ciężarem własnym mostu (ciężar własny lin, wieszaków, kratownic (belek) sztywności, jezdni i wiatrownic) i przy normalnej temperatu-

rze (+13° C) jest parabola ze strzałką  $f = \frac{1}{8,25} l$ ,

przyczem belka (kratownica) sztywności nie będzie naprężona, t. j. nie będzie przejmowała od mostu żadnego obciążenia, a będzie swobodnie wisała na linie, oddając jej cały swój ciężar. Taka jednak postać liny wiszącej będzie miała miejsce dopiero po ukończeniu montażu mostu. W czasie zaś montażu, w różnych jego stadiach, kształt liny wiszącej będzie się zmieniać stosownie do stopniowych zmian obciążenia. Tak więc obciążenia wykazały, że oś samej tylko liny nieobciążonej, przy normalnej tempera-



Rys. 36. Przekrój pionowy kesonu filaru.

turze, w średnim przęśle ma strzałkę o 2,13 m mniejszą od strzałki wspomnianej wyżej paraboli.

Wskutek tego, przy przedzeniu lin wiszących i wogóle przy montażu mostu należało się stosować do linii łańcuchowej, położonej odpowiednio wyżej od paraboli zasadniczej, uwzględniając wzrastanie wagi liny i jej długości, odchylenie wież

<sup>\*)</sup> Która nie uwzględnia zmiany kształtu liny wiszącej pod obciążeniem, ale poza tem rozpatruje układ jako sprężysty.

i ujemne ich wydłużenie oraz zmiany temperatury.

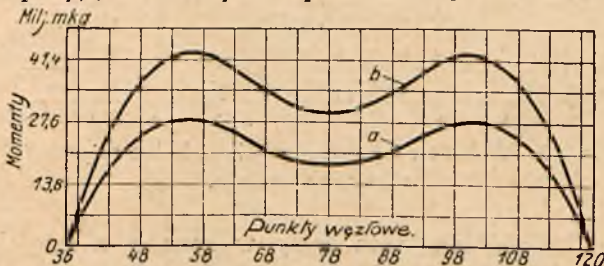
Wyniki odnośnych obliczeń pokazane są na rysunku 41.

Wszystkie ugięcia liczone są od normalnego położenia ustroju (t. j. od położenia odpowiadającego zupełnemu obciążeniu tylko ciężarem własnym mostu przy normalnej temperaturze), czemu odpowiada punkt zerowy ugięcia środka lin wiszących. Temu zerowemu punktowi odpowiada ugięcie wierzchołka wieży o 12,7 cm w stronę brzegu; to ugięcie wieży jest, jak widzieliśmy poprzednio, odpowiednikiem najkorzystniejszego naprężenia materiału w przekroju poprzecznym wieży. Z rys. 41 widać dalej, że ugięcie wieży wywołane ciężarem własnym samej tylko liny (bez wszelkiego jej obciążenia) stanowi 45,7 cm w stronę brzegu, czyli że w ciągu montażu mostu, ugięcie wierzchołka wieży musiałyby się zmieniać od 45,7 cm do 12,7 cm, co odpowiadałoby rozmaitym katenoidom. Dlatego też, żeby ciągle nie zmieniać formy przewizorycznego pomostu (chodnika) i dopasowywania go do odpowiednich zmieniających się katenoid, wierzchołki wież zostały przesunięte o 28 cm w stronę brzegu za pomocą specjalnych lin i dźwigarów

Z rys. 41 widać także, że największe ugięcie środka liny wiszącej w prześle środkowym przy największym obciążeniu ruchomem (17,8 t m) stanowi około 1,25 m (t. j. około 4,1 stóp), a przy obciążeniu zwykłym ruchomem (8,9 t m) — około 0,6 m (t. j. około 2 stóp). Ugięcie wierzchołka wieży pod działaniem tylko największego obciążenia ruchomego stanowi około 0,2 m. Tak wielkie ugięcia nie mogły pozostać bez uwzględnienia w obliczeniu konstrukcji, o czym już wskazano wyżej w rozdziale rozwoju podstaw teoretycznych obliczenia mostów wiszących. Wszystkie te odkształcenia mają znaczny wpływ na montaż ustroju, co pokazano na rys. 50 i 51, tyjących się montażu.

### Rodzaj materiału w konstrukcji przęsłowej i dopuszczalne naprężenia.

Każdy element (pręt) kratownicy sztywności został obliczony na to obciążenie, które wywołuje w nim największą reakcję, ale obciążenia były przyjęte z dużym zapasem w tym celu, żeby



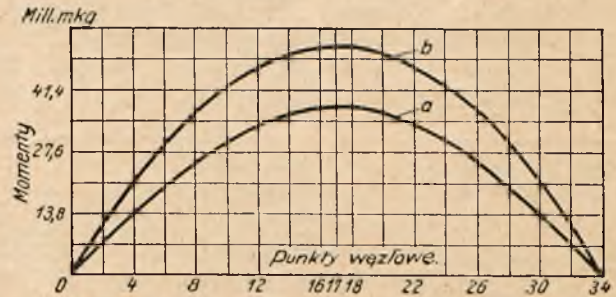
Rys. 37. Wykres momentów zginających belkę sztywności środkowego przęsła.

a — z uwzględnieniem odkształceń; b — bez uwzględnienia odkształceń.

prawdopodobność powstania największej reakcji była możliwie mała. Z tego powodu w kratownicach (belkach sztywności) dopuszczono naprężenia, wynoszące do  $\frac{3}{4}$  granicy sprężystości.

Co zaś do lin stalowych i wież metalowych, to dla nich dopuszczalne naprężenia przyjęto do wysokości połowy granicy sprężystości.

Liny stalowe wykonane zostały z drutu stalowego ciągniętego na zimno, ze stali o składzie chemicznym  $C \leq 0,85\%$ ;  $P \leq 0,04\%$ ;  $S \leq 0,04\%$ . Stal ta posiada wytrzymałość doraźną  $150,5 \text{ kg mm}^2$ , wydłużenie w chwili rozerwania 4% na długości 25,4 cm i granicę plastyczności  $100,8 \text{ kg mm}^2$ . Wieże metalowe zbudowane zostały z wysokowartościowej stali krzemowej, zawierającej 0,4% C; 1,5% Mg i 0,2 do 0,45 Si, o wytrzymałości doraźnej na rozciąganie od 54 do  $66,5 \text{ kg mm}^2$  i najmniejszej granicy plastyczności  $31,5 \text{ kg mm}^2$ . Belki (kratownice) sztywności mają pasy ze stali niklowej, a skosy i blachy węzłowe oraz wiatrownice ze stali krzemowej; słupki zaś ze zwykłej stali węglistej



Rys. 38. Wykres momentów zginających belkę sztywności skrajnego przęsła.

Stal niklowa zawierająca 3,2% niklu, ma wytrzymałość doraźną na rozciąganie  $63 \text{ kg mm}^2$  i granicę plastyczności  $38,5 \text{ kg mm}^2$ .

Zwykła stal węglista, użyta na słupki kratownicy sztywności, ma wytrzymałość doraźną na rozciąganie od 43,4 do  $49 \text{ kg mm}^2$  i granicę plastyczności  $25,9 \text{ kg mm}^2$ .

Dopuszczalne naprężenia przyjęte dla tych materiałów podane są poniżej w tabeli:

Nazwa części konstrukcji	Rodzaj metalu	Dopuszczalne naprężenie	
		na rozciąganie w $\text{kg mm}^2$	na ściskanie w $\text{kg mm}^2$
Liny	Drut stalowy, ciągnięty na zimno . . .	50,75	"
Wieże	Stal krzemowa. Naprężenia główne (osiowe).	16,80	16,80
	Suma naprężeń głównych (osiowych) i dodatkowych od zgięcia .	18,90	18,90
Belki (kratownice) sztywności	Stal niklowa	28	24,5
Pasy dolne	"	25,9	22,4
Pasy górne	"		
Krata (słupki i skosy)	Stal krzemowa . . . . .	22,4	$22,4 - 0,1 \frac{l}{r}$
Wiatrownice	Stal krzemowa . . . . .	22,4	$22,4 - 0,07 \frac{l}{r}$



**Wykaz wagi metalu w moście.**

Nazwa części mostu	Rodzaj materiału	Waga w tonnach
Główne wieże na filarach	Stal krzemowa	5880
	" węglistą . . .	2874
	" lana. . .	146
Wieże pochyłe (odchylacze) na przyczółkach	Stal krzemowa	888
	" węglistą . . .	308
	" lana. . .	379
Główne liny wiszące i wieszaki	Główne liny z drutu stalowego	6140
	Liny wieszaków	410
	Zakotwienia stalowe . . . . .	2150
	Ze stali lanej . . . . .	450
Blachy węzłowe i nity . . . . .		90
Belki sztywności i jezdnia	Stal specjalna . . . . .	5130
	" krzemowa . . . . .	4130
	" węglistą . . . . .	7580
Blachy węzłowe i nity . . . . .		80

Razem . . . 36 635 t metalu.

Średnia cena jednej tonny stali wynosiła ok. 222,22 dol.

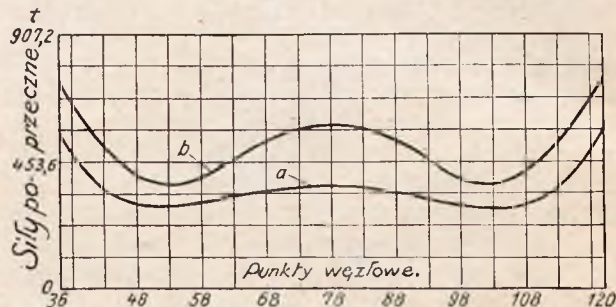
**Wykaz kosztów budowy (w przybliżeniu<sup>6)</sup>).**

Nazwa pozycji	Miliony dolarów (cyfry zaokrąglone)
<b>Właściwy most:</b>	
Filary kamienne . . . . .	1,64
Główne wieże metalowe . . . . .	1,55
Przyczółki i wieże pochyłe (odchylacze) . . . . .	5,63
Główne liny i wieszaki . . . . .	3,06
Belki sztywności i jezdnia . . . . .	3,56
<b>Dojazdy do mostu:</b>	
Od strony Filadelfji . . . . .	4,25
" " Camden'u . . . . .	3,62
Koszty samej budowy. . . . .	23,31 dol.
<b>Koszta administracji:</b>	
(Wynagrodzenie inżynierów i kierownictwa budowy) . . . . .	1,52
Wywłaszczenie gruntów pod budowę . . . . .	11,64
Całkowite koszty. . . . .	36,48 dol.,
t. j. około 36 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> milionów dolarów	

**Doświadczenia pomocnicze przed budową mostu.**

Praktyczny zmysł rasy anglo-saskiej przypisuje doświadczeniu decydującą rolę przy rozwiązywaniu kwestyj nowych lub spornych. Wobec tego, przy budowach nadzwyczajnych, nie mających w technice żadnego precedensu, jak naprzykład most

Britannia bridge<sup>7)</sup>, (r. 1848 — 1850), otwierający nową erę w budowie mostów żelaznych belkowych, lub olbrzymi most Forth bridge (r. 1889 — 1890), w swoim czasie (t. j. przed zbudowaniem mostu Quebec w Kanadzie) największy most wspornikowy na świecie, — projektodawcy, przed rozpoczęciem budowy, wykonywali cały szereg doświadczeń w wielkiej skali, dla zupełnego upewnienia się co do słuszności założeń, wziętych za podstawę projektu.

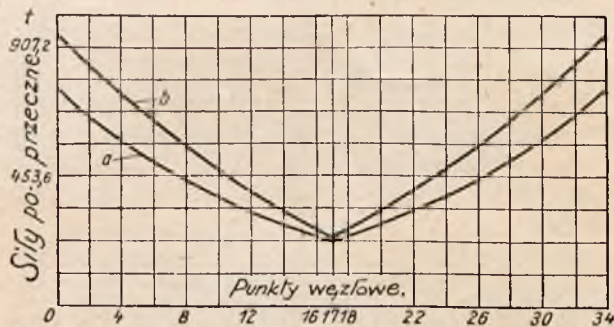


Rys. 39. Wykres sił poprzecznych w belce sztywności środkowego przęsła.

Przed budową mostu Filadelfijskiego poszedł dr. inż. Ralf Modrzejewski tą samą ostrożną drogą, co zresztą zupełnie naturalnie tłumaczy się olbrzymimi rozmiarami, kosztownością i ważnym przeznaczeniem omawianego mostu.

Wspomniane doświadczenia miały na celu wyjaśnienie różnych wątpliwych i spornych kwestyj dotyczących się projektowania mostów wiszących o dużych rozpiętościach z lin stalowych z drutu.

Doświadczenia te były wykonane po części przez amerykańskie Bureau of Standards, po części zaś przez znaną firmę, wyrabiającą drut stalowy, która wykonała już poprzednio część podobnych doświadczeń do budowy mostu Bear-Mountain, zbudowanego na rzece Hudson powyżej New-Yorku i wykończonego w roku 1924.



Rys. 40. Wykres sił poprzecznych w belce sztywności skrajnego przęsła.

Doświadczenia te były wykonane z częścią całkowitej liny, z oddzielnymi pęczkami liny i wreszcie z oddzielnymi drutami. Pierwszą kwestją było zbadanie: o ile zmniejszy się wytrzymałość drutu na rozciąganie, wskutek koniecznego połączenia zbyt długich drutów między sobą, pokazanego na rys. 35. Doświadczenia wykazały, że dla poszczególnego drutu wytrzymałość ta zmniej-

<sup>6)</sup> Z powodu przeliczenia z marek niem. na dolary.

<sup>7)</sup> Patrz St. Kunicki: Krótki zarys rozwoju budowy mostów kolejowych w stuleciu 1825 — 1925. Przegląd Techniczny 1926 i 1927 r.

sza się o 2% do 3% w porównaniu z wytrzymałością drutu całkowitego (nierozciąętego). Wytrzymałość pęczka drutów (z odpowiednią ilością połączeń drutów) zmniejszyłaby się o 5% do 6% w porównaniu z teoretyczną wytrzymałością pęczka (obliczoną dla całych, niezłączonych drutów).

Dla wyjaśnienia bardzo ważnej sprawy zabezpieczenia lin od rdzewienia wewnętrznego były szczegółowo zbadane poszczególne druty mostu Brooklińskiego, które już w ciągu 47 lat podlegały obciążeniu, oraz druty w linach innych mostów wiszących. Te druty nie wykazały śladów rdzy, chociaż druty mostu Williamsburskiego nie były galwanicznie ocynkowane.

woluje zmniejszenia wytrzymałości na rozciąganie w porównaniu z pęczkami ułożonymi po linii prostej.

Nadzwyczaj pouczające były doświadczenia, dotyczące się zbadania, czy możliwe jest ześlizgiwanie się po linii mufek stalowych, łączących wieższaki z liną. Kwestja ta ma bardzo wielkie znaczenie, gdyż poprzednio w niektórych starszych mostach zauważono rzeczywiście zsuwanie się po linii mufek wieszaków w pobliżu wież. W danym wypadku, doświadczenia wykazały, że takie ślizganie się, czyli obsuwanie się, mufek mogłoby nastąpić dopiero przy obciążeniu 86 t.

Obliczony stąd współczynnik tarcia wyniósł ok. 0,6, t. j. cztery razy więcej niż współczynnik 0,15 przyjęty w obliczeniu. Ten dodatni wynik należy przypisać temu, że przy silnym naciśnięciu miejscowym mufek na liny tworzą się w pobliżu mufek rozszerzenia (wzdęcia) lin, które przeszkadzają przesuwaniu się mufek.

Co się tyczy jednolitości drutów, to próby wykonane z oddzielnymi drutami wykazały, że cyfry wytrzymałości różniły się nie więcej niż o 5%, co świadczy o jednakowej wartości materiału drutowego. W końcu stwierdzono zmniejszenie o 11% wytrzymałości na rozciąganie wieszaków ze skróconej liny stalowej, wygiętej na 180° około mufki, mającej średnicę zewnętrzną 81,28 cm. Doświadczenie to miało znaczenie dla projektowania połączenia wieszaków z liną główną.

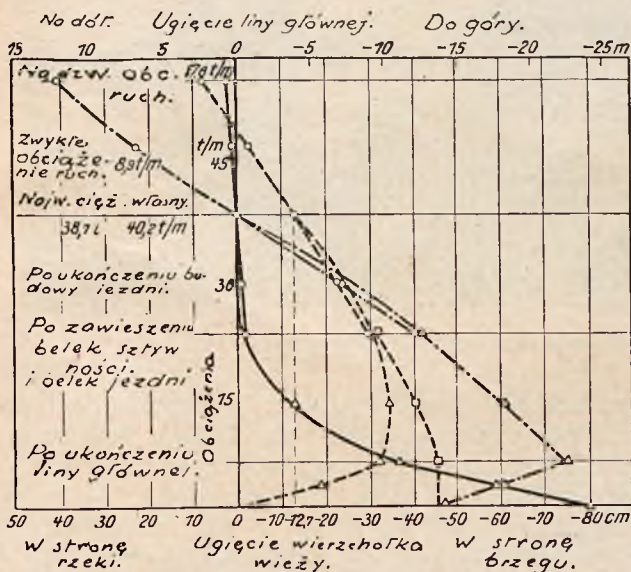
Bardzo ważne znaczenie miały doświadczenia, charakteryzujące giętkość liny stalowej o dużym przekroju. Skonstatowano, że kawałek takiej liny, obciążony ciężarem 10 t, dał ugięcie 15-krotne w porównaniu z belką takiej samej długości, o takim samym przekroju kołowym. Zjawisko to objaśnia się w ten sposób, że poszczególne druty i pęczki liny mogą (pomimo ich owinięcia) ślizgać się do pewnego stopnia przy zgięciu względem sąsiednich drutów lub pęczków; wogóle mamy tu do czynienia z ugięciem zespołu poszczególnych drutów lub ich pęczków, a nie z ugięciem ciała jednolitego. Wskutek tego, przyjęte w obliczeniu dodatkowe naprężenia zginające w lince, wyznaczone na mocy rozważania ugięcia jednolitej belki, stanowiące około 10% naprężeń zasadniczych na rozciąganie liny, okazały się za wielkie, t. j. obliczone ze zbyt dużym zapasem.

Z liną użytą do doświadczeń wstępnych wykonano także próbę sprasowania hydraulicznego, w celu sprawdzenia, czy uda się doprowadzić przez sprasowanie linę o średnicy pierwotnej 90 cm do średnicy 76 cm, t. j. do wymiaru przewidzianego w projekcie.

### Montaż głównych lin wiszących.

Z rys. 42 widać, w jaki sposób odbywał się montaż mostu. Po zbudowaniu wieży zapomocą dźwigu przesuwanego po samej wieży w miarę jej wznoszenia (creepler-trawler, t. j. dźwig posuwający się), przystąpiono do wykonania na miejscu głównych lin wiszących.

W tym celu zastosowano praktykowany już poprzednio (np. przy budowie mostu Manhattan-



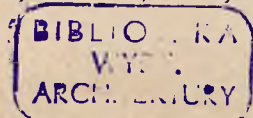
Rys. 41. Ugięcie środka liny i wierzchołka wieży przy rozmaitych, równomiernie rozłożonych obciążeniach.

- ugięcie wierzchołka wieży,
- - - ugięcie środka liny w przęśle bocznym,
- · · ugięcie środka liny w przęśle środkowym,
- — z uwzględnieniem działania belek sztywności i wież,
- △ — z uwzględnieniem działania wież,
- — bez uwzględnienia belek sztywności i wież.

(Wszystkie ugięcia liny liczone są od jej położenia krańcowego, przybranego pod wpływem ciężaru własnego).

Z powodu ogłoszonej przez niektórych inżynierów opinii, że w drutach jest głównie naprężona ich warstwa zewnętrzna, która jest z drugiej strony najbardziej narażona na rdzewienie, zbadano wytrzymałość drutów na rozciąganie, zaczynając od średnicy 4,8 mm aż do zmniejszonej przez obtoczenie średnicy 2,5 mm. Okazało się przytem, że wytrzymałość na rozciąganie tych drutów jest jednakowa, to jest, że wspomniana opinja jest niesłuszna. Następne doświadczenia polegały na sprasowaniu drutów liny w kierunku poprzecznym do długości liny siłą 76 t m. Ciśnienie to odpowiada powiększonemu 1 1/2-krotnie ciśnieniu rzeczywistemu na linę w łożyskach nad wieżami metalowemi. Zmniejszanie wytrzymałości na rozciąganie wyniosło przy tem tylko 1% do 2%.

Próby na rozerwanie pęczków liny, wygiętych w łuk o promieniu 45,7 m, co odpowiada wygięciu lin nad wieżami pochyłymi (odchylaczami) na przyczółkach, — wykazały, że to wygięcie nie wy-

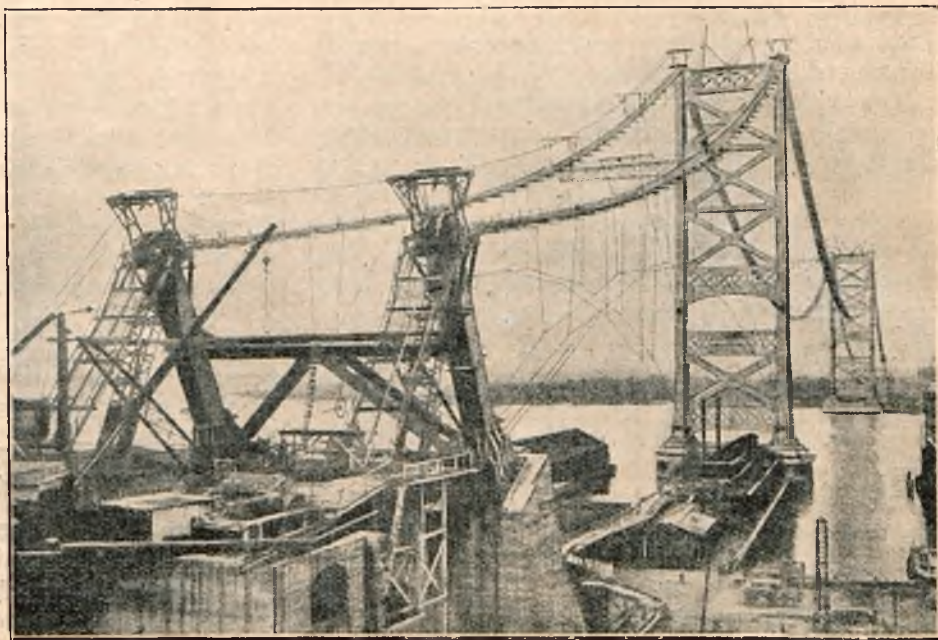


bridge w New-Jorku <sup>7)</sup> bardzo pomysłowy sposób przedzenia lin na miejscu z równoległych do siebie nici drutu stalowego, jednocześnie z obu końców mostu. Dla wykonania tej roboty zbudowano, o jeden metr poniżej każdej z dwóch projektowanych głównych lin wiszących, prowizoryczny pomost drewniany (rys. 43) o szerokości 3 m, wiszący na przygotowanych zawczasu gotowych linach pomocniczych, mających następnie, po stosownym ich rozcięciu, służyć na wieszaki mostu. Dwa takie pomosty połączone zostały między sobą poprzecznymi mostkami drewnianymi (rys. 44). Dla nadania zaś stateczności tym pomostom na wypadek burzy, przymocowano je do wież za pomocą lin ukośnych i stężeń wiatrowych, które są widoczne na rys. 42 i 43.

Powyżej, o jeden metr od zaprojektowanego położenia głównych lin wiszących, przeciągnięto nad każdą z nich liny, przechodzące przez całą długość mostu, od jednego przyczółka do drugiego i stanowiące linę zamkniętą (t. zw. łańcuch bez końca).

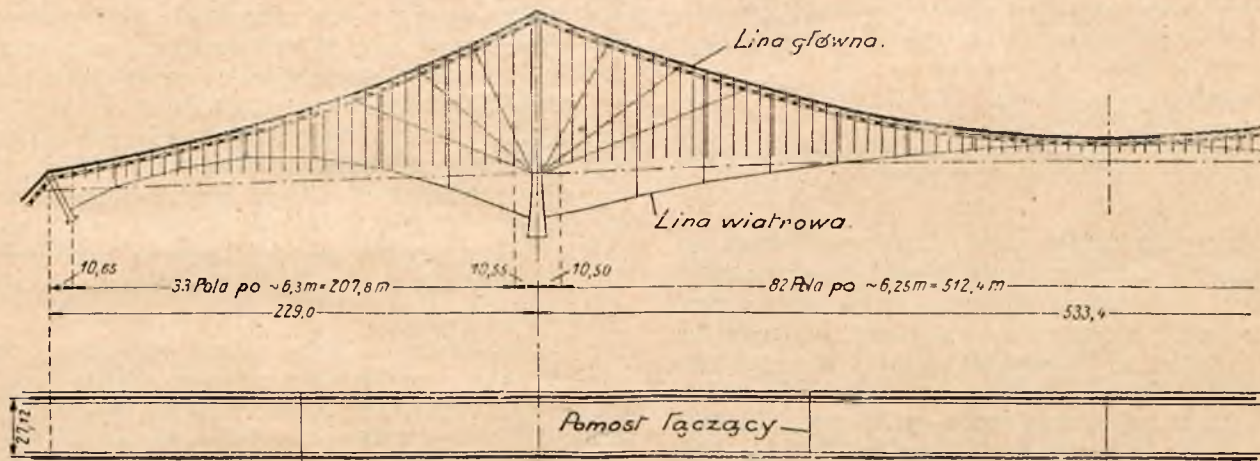
Druty przeznaczone do przedzenia lin stalowych, nawinięte były na bębny, które stanowiły jakby magazyny drutu i zawierały 27 400 m tegoż. Bębny te z nawiniętym drutem dostarczano z fabryk na miejsce robót. W walcowniach ciągniono

wicie do przedzenia każdej głównej liny wiszącej mostu służyła wspomniana wyżej ciągnąca (ruchoma) lina bez końca ( $\alpha - \alpha$ ), która obchodziła na



Rys. 42. Przedzenie pierwszych drutów głównych lin.

przyczółkach dookoła bloków położonych w płaszczyźnie poziomej. Z tą liną ciągnącą bez końca były połączone za pomocą dwóch prętów, tworzących trójkąt, po dwa koła przedające ( $\beta_1$  i  $\beta_2$ ), mające na obwodzie rowek i znajdujące się na przeciwnych końcach mostu. Przedzenie drutu zaczynało się w ten sposób, że jego koniec zdejmowano z bębna ( $m$ ) magazynu drutowego (postawionego na jednej z wież), umocowywano do punktu stałego ( $\delta$ ) na końcu mostu i owijano około



Rys. 43. Pomost prowizoryczny i liny wiatrowe stępujące.

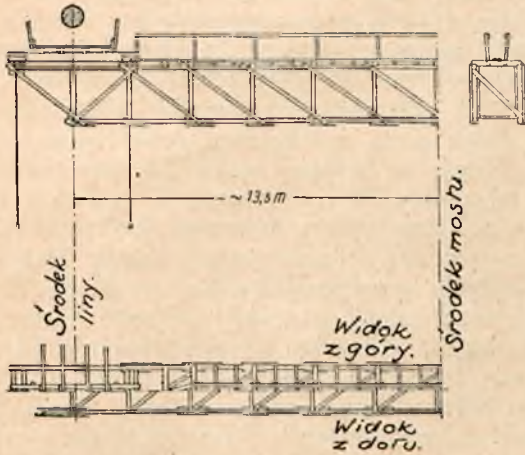
druty o długości tylko 500 m. Kawałki drutów tej długości łączono między sobą, jak pokazano na rys. 46, za pomocą podwójnej nakrętki w postaci mufki, i w tym celu końce drutów były zaopatrzone w gwint skierowany w odwrotne strony.

Samo przedzenie lin odbywało się w sposób uwidoczniiony schematycznie na rys. 45. Miano-

głowicy-podkowy (szpuli) zakotwienia ( $p$ ) oraz około koła przedającego ( $\beta_1$ ). Potem wprowadzano w ruch ciągnącą linę bez końca, wskutek czego dwa koła przedające ( $\beta_1$  i  $\beta_2$ ), znajdujące się z początku na przeciwnych końcach mostu, wyciągały drut od jednego przyczółka mostu do drugiego. W ten sposób odrazu, za jednym ruchem każdej liny ciągnącej, wyciągało się po cztery druty na całą długość mostu (po dwa druty na każde koło

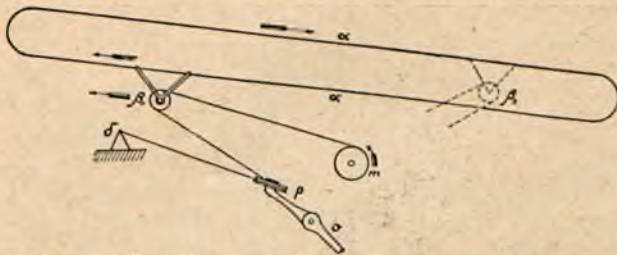
<sup>7)</sup> Z. d. V. d. Ing. 1904, artykuł inż. R. Bernhard'a.

przędące). Po dojściu koła przędącego do przyczółka na przeciwnym końcu mostu, drut zdejmowano z tego koła i zakładano naokoło głowicy-



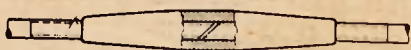
Rys. 44. Mostek drewniany między pomostami prowizorycznymi.

szpuli zakotwienia tego drugiego przyczółka. Po tem znów puszczano w ruch ciągnącą linę bez końca, ale już w odwrotnym kierunku; koła przędące powracły przy tem do swego położenia pierwotnego, wyciągając po dwa druty, ale już z drugiego bębna. Przy trzecim ruchu kół przędących drut, który przy pierwszym ruchu był przeciągnięty przez most do drugiego przyczółka, był założony na pierwszym przyczółku na głowicę-szpulę zakotwienia i na koła przędące, które go znów przeciągały do drugiego przyczółka. Tu zdejmowano drut z koła przędącego i zakładano na głowicę zakotwienia na drugim przyczółku, jak to było przy pierwszym ruchu. Potem koło przędące ciągnęło



Rys. 45. Schemat przędzenia lin z drutu.

znów w powrotnym ruchu drut od drugiego do pierwszego przyczółka, biorąc ten drut od drugiego bębna. Ten sposób postępowania powtarzał się przy dalszych ruchach liny ciągnącej, która raz przesuwała się w jedną stronę, a drugi raz w drugą. Jak widać z rysunku 45, głowica-szpula zakotwienia była z początku połączona prowizorycznie prętami oczkowymi z zakotwieniem (eye-bars), za-



Rys. 46. Połączenie drutów.

pomocą wstawki ( $\gamma$ ) i miała położenie poziome. Po ukończeniu przędzenia całego pęczka, wstawkę ( $\gamma$ ) usuwano i głowicę-szpulę zakotwienia, razem z nawiniętym na nią pęczkiem drutu, przycią-

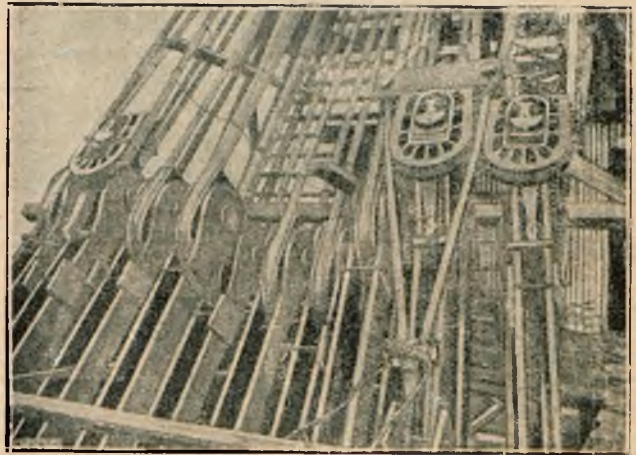
gano zapomocą dźwigów hydraulicznych do prętów oczkowych, a następnie łączono z nimi bezpośrednio, przyczem obracano ją o 90°, t. j. ustawiano w płaszczyźnie pionowej (rys. 47).

Rys. 48 wskazuje przejście koła przędącego ponad wieżą.

Na rys. 49 pokazano cztery pasma drutów jednej liny głównej, które były wyciągane jednocześnie.

W ten sposób, puszczając w ruch dwie liny bez końca, można było wyciągać jednocześnie z dwóch stron po cztery druty dla każdej głównej liny wiszącej, t. j. po osiem drutów razem dla dwóch głównych lin.

Przędzenie drutu stalowego odbywało się bardzo szybko, mianowicie wyciągnięcie na całą długość mostu czterech drutów dla każdej głów-



Rys. 47. Ostateczne i prowizoryczne położenia głowic-podków zakotwienia lin na przyczółku.

nej liny, wraz z wyregulowaniem, wymagało od 8 do 10 minut.

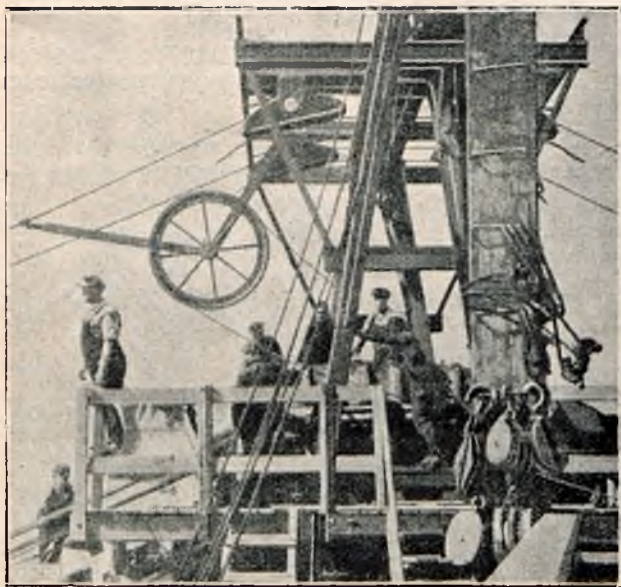
Nazwa mostu wiszącego	Liczba lin głównych	Liczba drutów w jednej linie	Ogólna waga lin w tonach	Czas wykonania pomostu prowizorycznego, miesięcy	Czas wykonania lin, miesięcy	Najwyższa ilość $t$ liny wykonanej w jednym dniu $t/dz.$
Brooklyn	4	5358	3500	10	21	19,5
Williamsburg	4	7696	4500	7	7	76
Manhattan	4	9472	6300	4	4	130 <sup>*)</sup>
Bear-Mountain	2	7252	1900	1 <sup>2</sup> / <sub>3</sub>	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	70
Filadelfijski (Delaware)	2	18666	6500	3 <sup>1</sup> / <sub>3</sub>	5	100

Postępy w tym sposobie montażu, który już dawniej był praktykowany przy budowie amerykańskich mostów wiszących (jak już wspomniano wyżej), uwidacznia zamieszczona wyżej tabelka.

Wyciągnięte druty były składane w paczki po 306 drutów, związywane opaskami z płaskiej stali

<sup>\*)</sup> Pracę wykonywano jednocześnie na czterech linach, wskutek tego wypada pozornie większa wydajność niż w moście Filadelfijskim, w stosunku jednak do dwóch lin, rzeczywista wydajność jest odpowiednio mniejsza.

co 60 cm, łączone z blokami-podkowami (szpulami) na przyczółkach i naciągane zapomocą dźwigów hydraulicznych 60-tonnowych, dla połączenia z prętami oczkowymi zakotwienia. Do regulowania



Rys. 48. Przejście koła przedającego ponad wieżą.

długości służyły wstawki, których suma grubości dla całej liny mogła dochodzić do 24,8 cm.

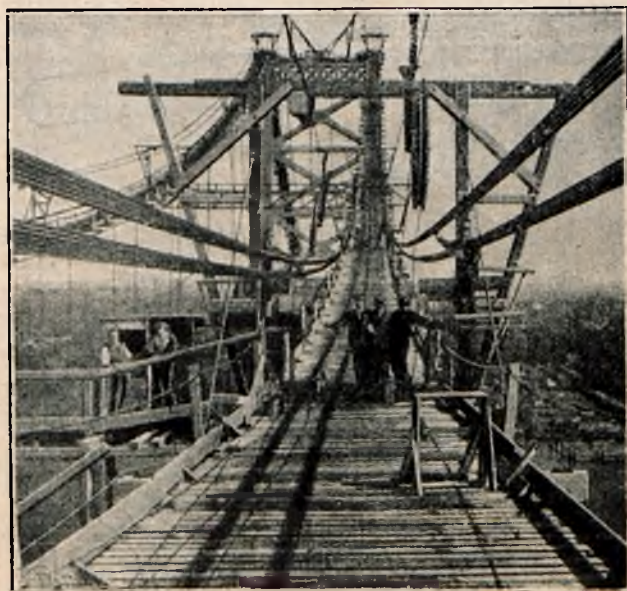
#### Montaż belek (kratownic) sztywności i montaż jezdni.

Montaż belek sztywności, oraz montaż jezdni stanowił jeszcze więcej trudności, niż montaż lin wiszących. Liny wiszące musiały przybrać po zmontowaniu postać paraboliczną, odpowiadającą przyjętej w projekcie, z uwzględnieniem temperatury obliczeniowej  $+ 13^{\circ} \text{C}$ , pod wpływem tylko całkowitego ciężaru własnego mostu, przy swobodnym zawieszeniu belek sztywności na tych linach, bez przejmowania przez nie żadnego obciążenia. Przed osiągnięciem tej postaci lin wiszących, wszystkie pozostałe części mostu, przygotowane w fabryce w postaci stosowanej do zaprojektowanych wymiarów, musiały być do lin przywieszane, co mogło być osiągnięte stopniowo, dla uniknięcia zbyt wielkich obciążeń i zbyt wielkich odkształceń, przy możliwie równomiernym obciążeniu. Należało obliczyć dla rozmaitych stanów temperatury przy jakich obciążeniach da się osiągnąć ugięcia, pozwalające złączyć (dopasować) i znitować odpowiednie części belek sztywności i belek jezdni, co było uskutecznione zapomocą stosownych wykresów (load - closing - curves.).

Stopniowe, przy montowaniu belek sztywności i jezdni, zmiany znacznych odkształceń ustroju giętkiego, dla doprowadzenia go do pożądanej postaci, przy uwzględnieniu odnośnych zmian temperatury i potrzebnej każdorazowo równowagi obciążeń przeszł ciężarem własnym montowanych części, — uwidocznione są na rys. 50 i 51.

Znitowanie ostateczne belek sztywności mogło nastąpić dopiero po nadaniu zmontowanemu zespołowi odpowiedniego kształtu.

Pierwsze cztery pola (przedziały) belek sztywności z każdej strony wież oraz poprzeczne i podłużne belki jezdni w tych polach, były zmontowane zapomocą żorawi, przymocowanych z każdej strony wież i mających wysięg do 32 m. Dla osiągnięcia możliwie małych odkształceń i możliwie równomiernych obciążeń, z początku układane były tylko dolne pasy, i stawiane słupki belek sztywności. Słupki te łączono zaraz z wieszakami, idącymi od głównych lin wiszących, wskutek czego liny te podtrzymywały położone obok wież części belek sztywności i części jezdni mostu. Dalej, już na gotowych, urządzonych w ten sposób około wież platformach, posuwano cztery ruchome 45-tonnowe dźwigi, które, oddalając się symetrycznie od wież, układały dalsze części w pewnym stopniowym porządku belek sztywności, oraz belki jezdni, potrzebne do umożliwienia dalszego ruchu postępowego tych dźwigów. Rozstaw osi dźwigów wybrano tak, żeby na jednym przedziale belki sztywności mógł się znajdować tylko jeden ciężar skupiony. Poszczególne części budowli mogły być dostarczane na statkach pod most i podnoszone do góry zapomocą dźwigów. W miarę montowania odpowiednich części belek sztywności (pasów dolnych i słupków), łączono zaraz odpowiednie słupki z wieszakami, idącymi od głównych lin wiszących, wskutek czego umożliwiano dalszy ruch postępowy dźwigów przesuwanych po belkach jezdni, zawieszonych na linach mostu. Jednakże okazało się, że waga tych części dolnej budowy mostu (t. j. pasów dolnych belek sztywności, ich słupków, belek poprzecznych, oraz trzech lub czterech belek podłużnych) była półtora razy większa od wagi lin wiszących. Wskutek tego odkształcenia lin wiszą-

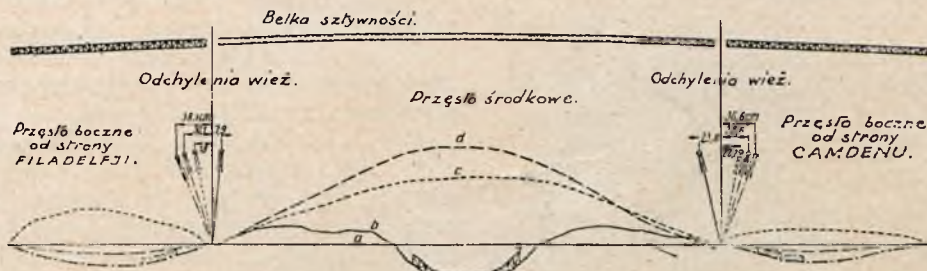


Rys. 49. Cztery pasma jednej liny głównej, które były wyciągane jednocześnie.

cych w tem pierwszym stadium robót okazały się bardzo znaczne. Dla zmniejszenia tych odkształceń postanowiono wykonać środkową część belki sztywności w przęśle środkowym odrazu całkowi-

cie (t. j. odrazu pasy dolne i górne, słupki i skosy), jak pokazano na rys. 50. To złączenie belek sztywności z obu stron w środkowej części przeszła środ-

beleczki poprzeczne pod kołową jezdnią betonową, chodniki i jezdnia dla kolei miejskiej na wspornikach; jednocześnie nitowano połączenia skosów.



Rys. 50. Linje ugięć belek sztywności i odchylenia wież podczas montażu.

kowego było dokonane już po pierwszym przesunięciu się dźwigów od wież, ku środkowi przeszła. W pozostałych częściach prowadzono montowanie

Za pomocą betonowania odpowiednich części jezdni, otrzymywano obciążenia, pozwalające zmieniać jej profil w ten sposób, ażeby można było u-



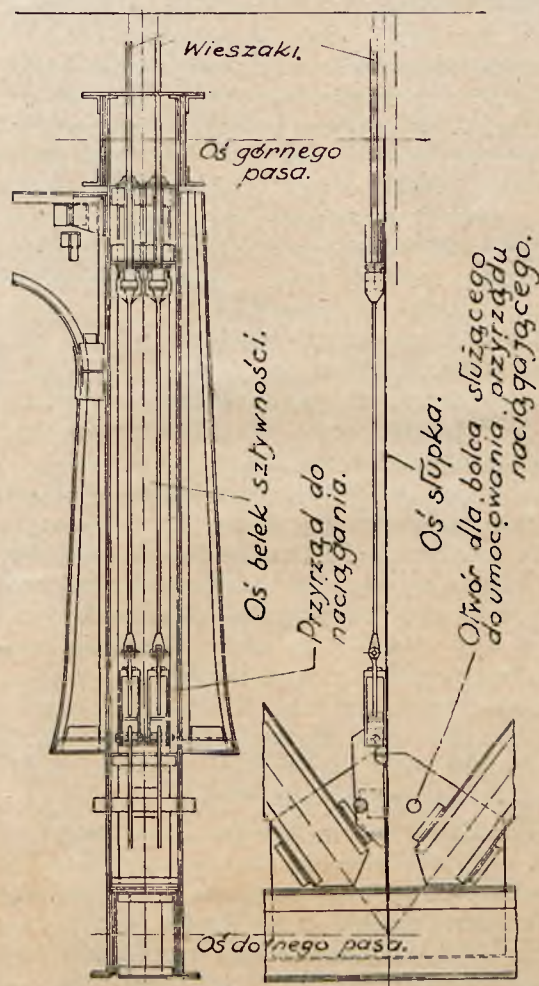
Rys. 51. Linje ugięcia belek sztywności podczas montażu

stopniowo, a mianowicie przy pierwszym przesunięciu dźwigów od wież ku środkowi przeszła stawiane były tylko dolne pasy i słupki belek sztywności oraz niezbędne belki jezdni, przy drugim, t. j. powrotnym, przesunięciu dźwigów od środka przeszła do wież ustawiane były skosy belek sztywności. Przy trzecim ruchu dźwigów, w kierunku od wież do środka przeszła, układano pas górny belek sztywności. Przy tej ostatniej robocie musiano przewyciężyć pewną trudność, mianowicie wieszaki, idące od głównych lin wiszących do dolnej części mostu, musiały przejść przez górny pas belek (kratownic) sztywności, żeby połączyć się ze słupkami tych belek.

skutecznie wykonanie dopasowań i połączeń części jezdni i belek sztywności. W ten sposób osiągn-

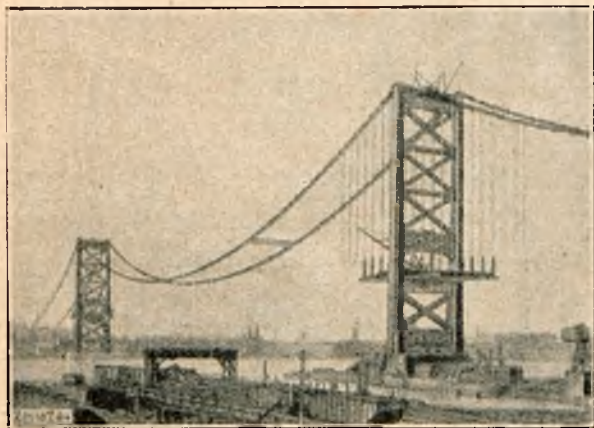
Montowane części pasa górnego miały długość, odpowiadającą dwu połom (przedziałom) belki sztywności. W końcach tych odcinków pasa górnego były wykonane wcięcia (otwory) dla przepuszczenia wieszaków, ale wieszak środkowy musiał być uwolniony od obciążenia ciężarem belki i jezdni (przez stosowne czasowe odciążenie), żeby przepuścić pas górny i połączyć go ze słupkiem środkowym. Końce uwolnionego wieszaka były zatem wstawione w otwory w górnym pasie i naciągnięte za pomocą dźwigów hydraulicznych 15-tonnowych, w celu umożliwienia wstawienia pod końcami wieszaków odpowiednich podkładek do regulowania naciągnięcia wieszaków (rys. 52). Wspomniane dźwigi hydrauliczne, służące do odciążania jak i naciągania wieszaków, są, jak widać z tego rysunku, przymocowywane z jednej strony do specjalnych sworzni, przechodzących przez blachy węzłowe dolnego pasa belki sztywności, z drugiej zaś strony — do główek wieszaków.

Ostatni (czwarty) ruch dźwigów przesuwanych odbywał się w kierunku do wież, przyczem ustawiane były pozostałe podłużne belki jezdni, małe



Rys. 52. Winda hydrauliczna do odciążania i naciągania wieszaków przy łączeniu ich z belkami sztywności.

nięty został np. profil *e* (rys. 50) przez zabetonowanie zakreskowanych części przęseł bocznych, poczem znitowano połączenia w dolnym pasie belek sztywności w przęśle środkowym i w górnych pasach belek sztywności w przęsłach bocznych.



Rys. 53. Początek nasuwania dźwignika montażowego od filaru do środka przęsła.

Następnie osiągnięto profil *f* przez zabetonowanie części jezdni około trzeciej części przęsła środkowego, poczem znitowano górny pas belek sztywności tego przęsła w części odpowiadającej wklęsnięciu krzywej *f*, zwróconemu do góry.

Potem otrzymano profile *g* i *h* przez dokończenie betonowania jezdni przęsła środkowego, następnie znitowano części belek sztywności, odpowiadające wklęsnięciu tych krzywych (czyli częściom, które wzajemnie naciskały na siebie). Dla części belek sztywności w pobliżu osi mostu okazało się niezbędnym, oprócz odpowiedniego zabetonowania jezdni, użycie dodatkowego obciążenia 300 *t* i nawet rozszerzenia, zapomocą nagrzewania palnikami naftowymi, pasa, który nie dochodził do wzajemnego zetknięcia się w styku z pasem sąsiedniej części belki sztywności.

Po ukończeniu betonowania jezdni przęseł bocznych, osiągnięty został profil *i*. Rys. 51 uwiadacznia przesunięcia pionowe zawieszonych części belek sztywności i jezdni, w tej samej skali, co i odkształcenia poziome wierzchołków wież.

Z rys. 53, 54 i 55 widać stopniowy postęp montażu belek sztywności i jezdni. Rys. 54 wskazuje, że po pierwszym przesunięciu dźwignów od wież aż do  $\frac{1}{4}$  rozpiętości przęsła środkowego linja dolnego pasa okazała się wygiętą wklęsłością do góry zamiast być wypukłą ku górze. Wskutek tego nie można było znitować styków dolnego pasa, a nawet nie można było złączyć między sobą belek podłużnych. Dla tego złączenia należało przesunąć dźwigi w tył, żeby zmniejszyć ugięcia pod działaniem ciężarów skupionych dźwignów.

Przy dalszym montażu belek sztywności i jezdni, t. j. między czwartą częścią rozpiętości i środkiem przęsła, powstało ugięcie na dół, które w miejscu złączenia dwóch części montowanych pasów dolnych belek sztywności leżało o 30 *cm* poniżej zaprojektowanej krzywej parabolicznej pasa. Wskutek tego dolne pasy belek sztywności, zachodzące jeden za drugi w miejscu złączenia, musiały

być odciągane zapomocą dźwignów przymocowanych do wież.

Należy zauważyć, że belka sztywności, według projektu, powinna była w położeniu nieobciążonym, odpowiadającym postaci nadanej jej w warsztacie, mieć kształt paraboliczny wypukłością ku górze ze strzałką 4,51 *m* i ze stycznymi na podporach pochyleniami o  $3\frac{1}{2}\%$  do poziomu. Wszystkie styki pasów belek sztywności były frezowane i powinny być znitowane w stanie naciśniętym. Jak już wspomniano wyżej, dla dopasowania i złączenia niektórych styków powstała potrzeba pewnego przesuwania dźwignów, dla odpowiedniego obciążenia, lub odciążenia stykanych części, lub też osłabienia, albo naciągnięcia wieszaków. Naprzykład w łożyskach belek sztywności przy głównych wieżach, potrzeba, było przesuwając odpowiednio dźwigi, nacisnąć, zapomocą ich ciężaru, belkę sztywności tak, żeby można było wsunąć na miejsce sworzeń, który, przy położeniu belki sztywności, odpowiadającym tylko pełnemu ciężarowi własnemu, leży za wysoko, a powinien przyjmować obciążenie tylko od ciężaru ruchomego.

Beton był przygotowywany koło wieży zachodniej i dostarczany na miejsce robót w wózkach o objętości 765 *l*, przesuwanych po pomoście, urządzonym na podłużnych belkach jezdni. Beton był używany rzadki, — o takiej konsystencji, która zapewnia lepsze przyleganie do części metalowych; deskowania były ostukiwane młotkami pneumatycznymi z główkami kauczukowymi.

Pełny montaż belek sztywności (1692 *t*) i jezdni betonowej wymagał dziewięć miesięcy czasu, w tem 123 000 godzin robocizny zużyto na przywieszanie konstrukcji, a 160 000 godzin — na regulowanie, dopasowanie, nitowanie i ułożenie jezdni.

### Ruch na moście i pokrycie kosztów budowy.

Ruch na moście przeszedł wszelkie oczekiwania. W przeciągu pierwszych dwóch miesięcy przeszło przezeń  $1\frac{1}{2}$  miliona pojazdów prywatnych,



Rys. 54. Pierwsze przesunięcie dźwignika montażowego na czwartą część długości przęsła środkowego

nie licząc autobusów i wozów ciężarowych. Ilość autobusów wynosiła 1700 dziennie, a wozów ciężarowych — 1000 dziennie. Wobec tego ruch roczny na moście Filadelfijskim oceniać można na 10 milionów pojazdów.

Dla pokrycia kosztów budowy mostu, ustanowiono opłatę za przejazd po 25 centów od pojazdu, co dałoby 2<sup>1</sup>/<sub>2</sub> miliona dolarów rocznie i pokryłyby koszta budowy w ciągu mniej niż 15 lat.

### Wniosek ogólny.

Z powyższego opisu mostu Filadelfijskiego wiadać, że różni się on znacznie od wielu poprzednich zbudowanych mostów wiszących.



Rys. 55. Początek powrotnego ruchu dźwignika montażowego ku filarowi.

Zasadniczymi cechami charakterystycznymi tego mostu są:

- 1) tylko dwie główne liny wiszące, zamiast używanych poprzednio czterech lin;
- 2) zupełne zaniechanie używania pomocniczych lin ukośnych (haubans);
- 3) rozcięte belki (kratownice sztywności);
- 4) żelazobetonowa płyta jezdni, dająca znaczne usztywnienie całego ustroju w kierunkach poprzecznym i podłużnym i powiększająca stateczność ustroju przez obniżenie środka ciężkości;
- 5) nieruchome połączenie lin z wieżami;
- 6) wieże metalowe, zamiast kamiennych;
- 7) zamocowanie wież do kamiennych podstaw filarów (sztywne połączenie bezprzegubowe);
- 8) liny z drutów równoległych, a nie skręconych;
- 9) użycie, dla zmniejszenia wagi i kosztu, rozmaitego gatunku materiałów metalowych do różnych części ustroju;

10) obliczenie ustroju sposobem ugięć, z uwzględnieniem odkształceń wszystkich jego części, t. j. wież, lin i belek sztywności;

11) uwzględnienie możliwych zderzeń samolotów z wieżami;

12) obszerne wstępne doświadczenia pomocnicze dla wyjaśnienia różnych zagadnień, tyjących się budowy mostu;

13) szczególne uwzględnienie panujących w miejscowościach nadmorskich silnych wiatrów;

14) zwrócenie uwagi na względy estetyczne i na architektoniczne opracowanie projektu mostu;

15) względna taniać w porównaniu z mostem sztywnym — wspornikowym;

16) łatwość i szybkość montażu bez ruszto-  
wań.

Nadzwyczaj racjonalny ustrój mostu Filadelfijskiego i osiągnięta w danym wypadku znaczna oszczędność przy budowie mostu wiszącego w porównaniu z mostem wspornikowym — nasuwają pewne wnioski charakteru ogólniejszego. Mianowicie, wzorując się na ogólnych zasadach, którymi kierowano się przy projektowaniu mostu Filadelfijskiego, możnaby zastosować ekonomiczny system mostów wiszących, gdzie metal pracuje głównie na rozciąganie, również do mostów kolejowych o dużej rozpiętości (powyżej 300 metrów), przy czem zdawałoby się pożądanem uwzględnienie użycia:

1) usztywnionych dźwigarów w formie odwrotnych łuków;

2) wież w formie kratownic trójkątnych, prostokątnych lub krzywoliniowych (np. w postaci podobnej do dźwigarów wieży Eiffel'a), opartych na 4-ch osobnych filarach kamiennych — zamiast wież wysmukłych pełnych, opartych na jednym dużym filarze kamiennym, pracujących na zginanie, przez co zmniejszyłaby się waga wież i kubatura filarów kamiennych.

Należy się spodziewać, że znakomite dzieło naszego rodaka, Dra, Inż. Ralfa Modrzejewskiego, posłuży jako wzór i da impuls do szerszego zastosowania w przyszłości systemu wiszącego do budowy mostów o dużych rozpiętościach, powyżej 300 metrów, co dałoby możliwość unikania budowy filarów na rzekach żeglownych i osiągnięcia budowli mostowych względnie tanich, a mających lekki i piękny wygląd.

